



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
DENGAN KOMBINASI *HOT ROLLED* DAN *COLD
FORMED STEEL***

ACHAMAD FAIQ ADHI ATMA
NRP 3114 106 018

Dosen Pembimbing I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Dosen Pembimbing II
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG DENGAN KOMBINASI *HOT ROLLED* DAN
*COLD FORMED STEEL***

ACHMAD FAIQ ADHI ATMA
NRP 3114 106 018

Dosen Pembimbing I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Dosen Pembimbing II
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14-1501

***STRUCTURE MODIFICATION BUILDING WITH
COMBINATION OF HOT ROLLED AND COLD
FORMED STEEL***

**ACHMAD FAIQ ADHI ATMA
NRP 3114 106 018**

**Major Supervisor I
Ir. Heppy Kristijanto, MS**

**Major Supervisor II
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD FORMED STEEL

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ACHMAD FAIQ ADHI ATMA

NRP. 3114 106 018

Dosen Pembimbing

- 1) Ir. Heppy Kristijanjo, M. Sc.
NIP. 19610311 198702 001

- 2) Dr. Hidayat Soegihardjo M., MSUSAN
NIP. 19559325 198003 1 004

**SURABAYA
JANUARI, 2017**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG DENGAN KOMBINASI *HOT ROLLED* DAN *COLD FORMED STEEL*

Nama Mahasiswa : Achmad Faiq Adhi Atma
NRP : 3114106018
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing 1 : Ir. Heppy Kristijanto, MS
Dosen Pembimbing 2 : Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

ABSTRAK

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Massa bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa dari struktur.

Terdapat banyak alternatif-alternatif penggunaan baja yang lebih baik seperti penggunaan cold formed steel (baja canai dingin). Dibandingkan dengan hot rolled steel (baja canai panas), cold formed steel memiliki beberapa kelebihan. Dengan memiliki sifat yang lebih ringan dan mudah dalam pemasangan cold formed steel juga bisa diproduksi sesuai dengan bentuk dan dimensi yang diinginkan. Karena cold formed steel memiliki sifat yang relatif ringan dibandingkan hot rolled steel maka dalam penggunaannya bisa lebih efisien pada struktur gaya dalamnya yang tidak terlalu besar dan dapat menghasilkan desain yang lebih hemat.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem Cold Formed Steel ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012,

Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Canai Dingin SNI 7971-2013, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2015, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung PPIUG 1983. Dengan menganalisis strukturnya ditinjau dengan pengaruh beban gempa dinamik dengan menggunakan program bantu Etabs.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu tebal pelat bondeks 9 cm, dimensi balok induk WF400x200x8x13, dimensi cannal cold formed 300x65x8, dimensi siku cold formed 40x40x8, dimensi bresing box 100x100x6x6, dimensi kolom lantai 1-4 kingcross 700x300x13x24, lantai 5-8 box 300x300x16. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang spun pile 50 cm dan 40 cm dengan kedalaman 20,5 m.

Kata kunci : Cold formed steel, baja canai dingin, Hot rolled steel, gempa,

STRUCTURE MODIFICATION OF BUILDING WITH COMBINATION OF HOT ROLLED AND COLD FORMED STEEL

Name : Achmad Faiq Adhi Atma
NRP : 3114106018
Department : Civil Engineering, Faculty of Civil
Engineering and Planning ITS
Consellor Lecturer 1 : Ir. Heppy Kristijanto, MS
Consellor Lecturer 2 : Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

ABSTRACT

The magnitude of seismic load that occurred in the structure of the building depends on several factors: the mass and stiffness of the structure, a natural frequency built and damping effect of the structure, soil conditions, and the seismicity of the area where the building structure is erected. Mass of the building is a very important factor, because the seismic load inertia magnitude depends on the size of the mass of the structure.

There are many alternatives that better use of steel as the use of cold formed steel (cold rolled steel). Compared with hot rolled steel, cold formed steel has several advantages. By having properties that are lighter and easier to install cold formed steel can also be manufactured in accordance with the desired shape and dimensions. Because of the nature of cold formed steel has a relatively light compared to hot rolled steel then in the use of it is more efficient on the inside structure that is not too large and can result more efficient design.

In the calculation of building structures with Cold Formed Steel system refers to the Earthquake Resilience Planning Standards For Building Structures SNI 03-1726-2012, Planning Procedures for Cold Rolled Steel Structures SNI 7971-2013, Planning Procedures for Structural Steel Building Structures To SNI 03 -1729-2015, and Indonesian Loading

Regulation for Building PPIUG 1983. By analyzing the structure is reviewed by the effect of dynamic seismic load by using ETABS auxiliary program.

From analysis and the calculation results, namely bondex plate thickness is 9 cm, beam dimension is WF400x200x8x13, cannal cold formed dimension 300x65x8, angle cold formed dimension is 40x40x8, bresing box dimension is 100x100x6x6, kingcross floor 1-4 dimension is 700x300x13x24, floors 5-8 box 300x300x16. Pile foundation design is using spun pile of 50 cm and 40 cm with a depth of 20.5 m.

Keyword : Cold formed steel, Hot rolled steel, earthquake

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena atas limpahan rahmat dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Dengan Kombinasi *Hot Rolled* dan *Cold Formed Steel*”. Tugas Akhir ini disusun sebagai persyaratan kelulusan pada Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Tersusunnya Tugas Akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan motivasi berbagai pihak yang banyak membantu dan memberi masukan. Untuk itu ucapan terima kasih ditujukan terutama kepada :

1. Kedua orang tua, saudara-saudara tercinta, yang selalu memberikan dukungan dan doanya.
2. Bapak Ir. Heppy Kristijanto, MS dan Dr. Hidayat Soegihadjo Masiran., MS selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan, petunjuk, dan motivasi dalam penyusunan tugas akhir ini.
3. Semua pihak terkait yang telah membantu.

Dalam penyusunan tugas akhir ini, masih terdapat banyak kekurangan yang jauh dari sempurna, dikarenakan keterbatasan ilmu pengetahuan dan wawasan serta pengalaman yang masih sedikit. Diharapkan segala kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini. Semoga apa yang disajikan dapat memberi manfaat bagi pembaca dan semua pihak khususnya teman-teman dari bidang studi teknik sipil.

Surabaya, Januari 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	v
ABSTRACT	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Bentuk Tampang Baja Canai Dingin (<i>cold formed steel</i>)	5
2.3 Perilaku-Perilaku yang Terjadi Cold Formed Steel.....	7
2.3.1 Tekuk Lokal	7
2.3.2 Tekuk Torsi	8
2.3.3 Tekuk Global.....	8
2.3.4 Tekuk Distorsional	8
2.4 Tegangan yang Terjadi Cold Formed Steel.....	9
2.5 Komponen-komponen Struktur Cold Formed Steel.....	11
2.5.1 Tarik.....	11
2.5.2 Tekan.....	11
2.5.3 Lentur	12
2.6 Pelat Pengaku (Stiffner)	12
BAB III METODOLOGI	15
3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	15
3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir	16
3.2.1 Pengumpulan data	16
3.2.2 Studi literatur.....	17

3.2.3	Preliminary design.....	18
3.2.4	Perencanaan struktur sekunder.....	18
3.2.5	Perencanaan struktur primer.....	18
3.2.6	Perhitungan beban struktur.....	19
3.2.7	Permodelan struktur	19
3.2.8	Kontrol perencanaan struktur utama	19
3.2.9	Perhitungan struktur bawah.....	31
3.2.10	Penggambaran Teknik.....	34
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....		35
4.1	Umum.....	35
4.2	Perencanaan Pelat.....	35
4.2.1	Perencanaan Pelat Pada Lantai <i>Cold formed</i>	35
4.2.2	Perencanaan Pelat Pada Lantai <i>Hot Rolled</i>	38
4.3	Perencanaan Balok Anak Lantai WF.....	40
4.3	Perencanaan Balok Lift	44
4.4	Perencanaan Tangga.....	50
4.4.1	Data Perencanaan Tangga	50
4.4.2	Perencanaan Anak Tangga	51
4.4.3	Perencanaan Bordes	55
4.4.4	Perencanaan Balok Utama Tangga.....	59
4.4.5	Balok Penumpu Tangga	67
BAB V PEMODELAN STRUKTUR		73
5.1	Umum.....	73
5.2	Pembebanan Struktur Utama.....	73
5.2.1	Data Gedung.....	73
5.2.2	Beban Mati	74
5.2.3	Beban Hidup.....	75
5.3	Beban Gempa Dinamis.....	75
5.3.1	Arah Pembebanan.....	75
5.3.2	Parameter Respon Spektrum	75
5.4	Kontrol Desain	80
5.4.1	Kontrol Partisipasi Massa.....	81
5.4.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	82
5.4.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	83
5.4.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>drift</i>)	85

5.5	Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur	86
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER		91
6.1	Perencanaan Elemen Struktur Primer	91
6.1.1	Balok Induk WF	91
6.1.2	Kontrol Dimensi Kolom Lantai 1-4	93
6.1.3	Kontrol Dimensi Kolom Lantai 5-8	99
6.1.4	Balok Rangka Batang Profil C	103
6.1.5	Balok Rangka Batang Profil Siku	110
6.1.6	Bracing Profil Box	114
6.1.7	Perencanaan Balok Induk 30/50	118
6.1.8	Perencanaan Kolom 100/100	128
6.1.9	Pelat Lantai Ground	135
6.1.10	Pelat Lantai Basement	138
6.1.11	Perencanaan Ramp	143
6.1.12	Perencanaan Dinding Basement	146
6.1.13	Perencanaan Tie-Beam	151
6.2	Perencanaan Sambungan	153
6.2.1	Sambungan balok anak dengan balok induk	153
6.2.2	Sambungan antara kolom KC dengan kolom KC 155	
6.2.3	Sambungan Balok Induk dengan Kolom	160
6.2.4	Sambungan Kolom dengan Base Plate	163
6.2.5	Sambungan siku 40.40.8 dengan cannal 300.65.8 168	
6.2.6	Sambungan bracing 100.100.6 dengan box berongga 450.450.19	169
6.2.7	Sambungan Bracing dengan balok rangka	171
6.2.8	Sambungan Kolom dengan Balok	172
6.2.9	Sambungan Modul Balok	176
6.2.10	Sambungan Kolom Box Ke Rangka	178
6.2.11	Sambungan antara kolom KC dengan Kolom Box 179	
6.2.12	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	183

6.2.13 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	185
6.3 Kontrol Pengangkatan	186
6.3.1 Balok Rangka Batang Profil C	187
6.3.2 Balok Rangka Batang Profil Siku	193
BAB VII PERENCANAAN PONDASI	201
7.1 Umum	201
7.2 Data Tanah	201
7.3 Kriteria Desain	202
7.4 Daya Dukung Tanah	202
7.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal	202
7.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok	204
7.4.3 Repartisi Beban-beban di Atas Tiang Kelompok	205
7.2 Perhitungan Pondasi Bangunan	206
7.2.1 Tipe Pile Cap (PC1)	206
7.2.2 Tipe Pile Cap (PC2)	215
BAB VIII PENUTUP	227
8.1. Kesimpulan	227
8.2. Saran	228
DAFTAR PUSTAKA	229
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Bentuk profil struktural tunggal (Yu 2000).....	6
Gambar 2.2 Bentuk Dek dan panel (Yu 2000).....	6
Gambar 2.3 Tekuk lokal pada penampang cold formed.....	7
Gambar 2.4 diagram kekuatan tekuk pada profil (Hancock 2001).....	8
Gambar 2.5 kurva tegangan-regangan <i>Hot rolled</i> (Yu 2000)	9
Gambar 2.6 kurva tegangan-regangan <i>Cold formed</i> (Yu 2000) ...	10
Gambar 2.7 Distribusi tegangan	12
Gambar 2.8 Pengaruh berat pengaku terhadap peningkatan kekuatan (Hidayat 2010)	13
Gambar 2.9 Pengaruh berat pengaku terhadap peningkatan kekuatan vertikal (Hidayat 2010)	13
Gambar 4. 1 Pelat Lantai Cold Formed.....	35
Gambar 4. 2 Penulangan Pelat Pada Lantai Cold Formed	36
Gambar 4. 3 Pelat Pada Lantai Hot Rolled.....	38
Gambar 4. 4 Penulangan Pelat Lantai Hot Rolled.....	39
Gambar 4. 5 Denah Balok Anak	41
Gambar 4. 6 Denah Lift.....	45
Gambar 4. 7 Potongan Melintang Lift.....	45
Gambar 4. 8 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift.....	47
Gambar 4. 9 Denah Tangga.....	51
Gambar 4. 10 Pelat Anak Tangga	51
Gambar 4. 11 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga	53
Gambar 4. 12 Denah Bordes	55
Gambar 4. 13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga	61
Gambar 4. 14 Bidang Momen Balok Utama Tangga	62
Gambar 4. 15 Gaya Lintang Balok Utama Tangga	63
Gambar 4. 16 Gaya Normal Balok Utama Tangga	64
Gambar 4. 17 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga	67

Gambar 4. 18 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	68
Gambar 4. 19 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga	71
Gambar 5. 1 Pemodelan Struktur Gedung Yang Direncanakan ..	74
Gambar 5. 2 Hasil Grafik Spektrum Respon Desain	80
Gambar 5. 3 Area Pembebanan Pada Kolom yang Ditinjau	87
Gambar 5. 4 Hasil Output Beban Mati + Hidup dari Kolom yang di tinjau.....	89
Gambar 6. 1 Penampang Kolom <i>King Cross</i> 700x300x13x24....	94
Gambar 6. 2 Penampang Kolom Profil Box 300 × 300 × 16 × 16	99
Gambar 6. 3 Penampang Profil C 300x65x8.....	104
Gambar 6. 4 Penampang Profil L 40x40x8	110
Gambar 6. 5 Penampang Profil Box 100x100x6.....	115
Gambar 6. 6 Gaya geser balok.....	125
Gambar 6. 7 Analisa dengan SPColumn	129
Gambar 6. 8 Sketsa dinding basement.....	147
Gambar 6. 9 Beban-bekan basement	148
Gambar 6. 10 Diagram Interaksi Tie Beam.....	152
Gambar 6. 11 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	153
Gambar 6. 12 Sambungan Kolom dengan Kolom.....	156
Gambar 6. 13 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	161
Gambar 6. 14 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	163
Gambar 6. 15 Sambungan Kolom dengan Base Plate	164
Gambar 6. 16 Arah Beban Sumbu X pada Pelat Landas.....	166
Gambar 6. 17 Sambungan las siku 40.40.8 dengan cannal 300.65.8.....	168
Gambar 6. 18 Sambungan bracing dengan kolom box.....	170
Gambar 6. 19 Sambungan bracing dengan balok rangka	171
Gambar 6. 20 Sambungan kolom box ke balok WF.....	173
Gambar 6. 21 Sambungan Modul.....	176
Gambar 6. 22 Sambungan Kolom Box ke Rangka.....	178

Gambar 6. 23 Sambungan Kolom KC dengan Kolom Box	180
Gambar 6. 24 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	184
Gambar 6. 25 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	185
Gambar 6. 26 Pemodelan Pengangkatan Sistem Modul	186
Gambar 6. 27 Penampang Profil C 300x65x8.....	187
Gambar 6. 28 Penampang Profil L 40x40x8.....	193
Gambar 7. 1 Pondasi Tiang Pancang Kolom.....	206
Gambar 7. 2 Geser Ponds Akibat Kolom	209
Gambar 7. 3 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom	211
Gambar 7. 4 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever	212
Gambar 7. 5 Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal	216
Gambar 7. 6 Geser Ponds Akibat Kolom	219
Gambar 7. 7 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom	221
Gambar 7. 8 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever Arah X...	222
Gambar 7. 9 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever Arah Y...	222

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 5. 1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata.....	77
Tabel 5. 2 Nilai (T) dan (Sa)	79
Tabel 5. 3 Rasio Partisipasi Massa.....	81
Tabel 5. 4 Perioda dan Frekuensi Struktur Gedung	83
Tabel 5. 5 Reaksi Dasar Struktur Gedung	84
Tabel 5. 6 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Gedung.....	84
Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X.....	86
Tabel 5. 8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y	86
Tabel 5. 9 Perhitungan Beban Mati & Hidup Lantai.....	87
Tabel 5. 10 Perhitungan Beban plat lantai.....	88
Tabel 5. 11 Perhitungan balok.....	88
Tabel 5. 12 Perhitungan kolom	88
Tabel 7. 1 Hasil Analisis Etabs untuk Kolom	207
Tabel 7. 2 Hasil Analisis Etabs untuk Kolom	216

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Massa bangunan merupakan faktor yang sangat penting, karena beban gempa merupakan gaya inersia yang besarnya sangat tergantung dari besarnya massa dari struktur (Indarto dkk 2013). Sehingga semakin besar berat struktur maka gaya gempa yang terjadi akan semakin besar pula dan sebaliknya. Untuk mendapatkan struktur yang ringan maka perlu mempertimbangkan elemen-elemen konstruksi yang dipakai.

Dalam dunia konstruksi penggunaan baja adalah hal yang sudah tidak asing. Baja merupakan jenis elemen yang mempunyai aspek ekonomis, sifat, dan kekuatannya cukup baik. Oleh karena itu baja cocok dipakai sebagai bahan elemen struktur. Baja mempunyai sifat daktilitas sehingga mampu mencegah terjadinya proses robohnya bangunan secara tiba-tiba. Akan tetapi pemilihan penggunaan baja (*hot rolled*) dalam material struktur memiliki kelemahan seperti terbatasnya bentuk elemen yang diproduksi dan terjadi pengurangan kekuatan terhadap suhu (Setiawan 2008).

Terdapat banyak alternatif-alternatif penggunaan baja yang lebih baik seperti penggunaan *cold formed steel* (baja canai dingin). Dibandingkan dengan *hot rolled steel* (baja canai panas), *cold formed steel* memiliki beberapa kelebihan. Dengan memiliki sifat yang lebih ringan dan mudah dalam pemasangan *cold formed steel* juga bisa diproduksi sesuai dengan bentuk dan dimensi yang diinginkan (Vinnakota 2006). Karena *cold formed steel* memiliki sifat yang relatif ringan dibandingkan *hot rolled steel* maka dalam penggunaannya bisa lebih efisien pada struktur

gaya dalamnya yang tidak terlalu besar dan dapat menghasilkan desain yang lebih hemat.

Karakteristik material yang penting untuk desain *cold formed steel* adalah tegangan leleh, kuat tarik dan daktilitas. Daktilitas adalah kemampuan baja menahan regangan plastis atau permanen sebelum mengalami fraktur. Kemampuan ini cukup penting untuk keamanan Struktural maupun proses pembentukan penampang *cold formed steel*. Namun karakteristik dari baja ringan adalah bersifat *brittle* dimana baja ringan itu memiliki daktilitas yang kecil dan sering dikatakan bersifat rapuh (Yui 2000). Oleh sebab itu, model kegagalan atau keruntuhan ini haruslah ditinjau dan dianalisa karena nantinya bisa dijadikan bahan pertimbangan dari perencana sampai batas mana profil tersebut mampu memberikan tingkat daktilitas tertentu tanpa mengurangi fungsi dari sebuah konstruksi. Dan nantinya dapat dihasilkan bangunan konstruksi yang ekonomis, efisien dan juga aman.

Pada penulisan tugas akhir ini penulis akan memodifikasi gedung dengan menambah jumlah lantai bangunan dari 8 lantai menjadi 10 lantai. Dengan menganalisa struktur dari beberapa elemen termasuk didalamnya adalah *hot roolled steel* dan *cold formed steel*.

1.2 Perumusan Masalah

Perumusan masalah dari penyusunan tugas akhir ini adalah:

1. Bagaimana cara menentukan Preliminary design penampang elemen struktur gedung ?
2. Bagaimana cara merencanakan struktur sekunder yang terdiri dari pelat, tangga dan balok anak?
3. Bagaimana cara memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantuan ETABS ?

4. Bagaimana cara merencanakan struktur primer terdiri yang dari hot rolled dan cold formed?
5. Bagaimana cara merencanakan dan menganalisa alat sambung (*connection*) ?
6. Bagaimana cara merencanakan struktur bawah yang terdiri dari basement dan pondasi?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik ?

1.3 Tujuan

Tujuan dari penyusunan proyek akhir ini adalah:

1. Menentukan preliminary design penampang elemen struktur gedung
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, tangga dan balok anak
3. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan program bantu ETABS
4. Merencanakan struktur primer
5. Merencanakan dan menganalisa alat sambung (*connection*)
6. Merencanakan struktur bawah
7. Menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini diberikan beberapa batasan masalah sebagai berikut :

1. Tidak menghitung anggaran biaya.
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan proyek.
3. Tidak mempertimbangkan sistem sanitasi dan instalasi listrik gedung.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektural

5. Profil cold formed yang direncanakan mangacu yang ada di Indonesia, PT Bukit jaya Abadi sebagai owner akan membuat sendiri.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diperoleh dari tugas akhir ini adalah:

1. Dapat dijadikan referensi dalam mendesain gedung struktur baja dengan elemen *cold formed*
2. Memberi alternatif sistem struktur lain yang lebih efisien.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

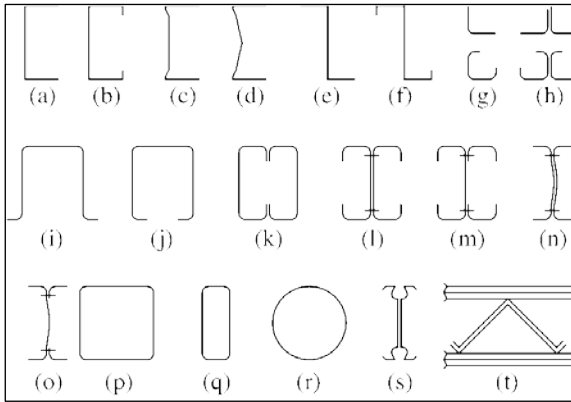
2.1 Umum

Profil baja canai dingin (*cold form steel*) adalah jenis profil baja yang memiliki dimensi ketebalan relatif tipis dengan rasio dimensi lebar setiap elemen profil terhadap tebalnya sangat besar. Karena dimensi ketebalan profil relatif tipis, maka pembentukan profil dapat dilaksanakan menggunakan proses pembentukan dingin (*cold forming processes*). Ketebalan pelat baja yang umumnya digunakan sebagai bahan dasar pembentukan profil adalah maksimum 1 inc/25mm (Yu 2010).

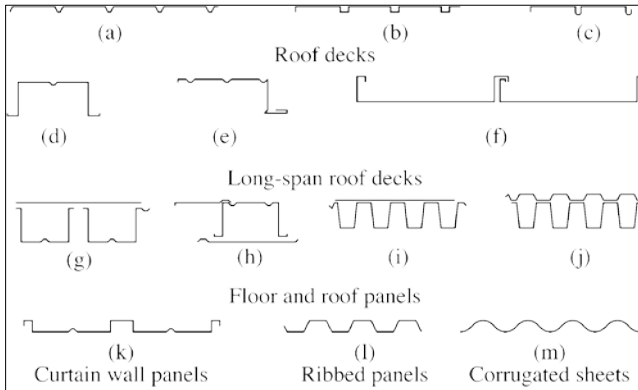
2.2 Bentuk Tampang Baja Canai Dingin (*cold formed steel*)

Batang struktur cold formed dapat diklasifikasikan dalam dua golongan utama :

1. Batang profil struktural tunggal
Untuk golongan ini terdapat beberapa bentuk umum adalah profil kanan (*C-section*), profil Z (*Z-section*), profil I (*I-section*), profil siku (*angle section*), profil T (*T-section*), profil sigma (*sigma section*) dan profil bulat (*Tubular section*).
2. Bentuk panel dan dek.



Gambar 2.1 Bentuk profil struktural tunggal (Yu 2000)



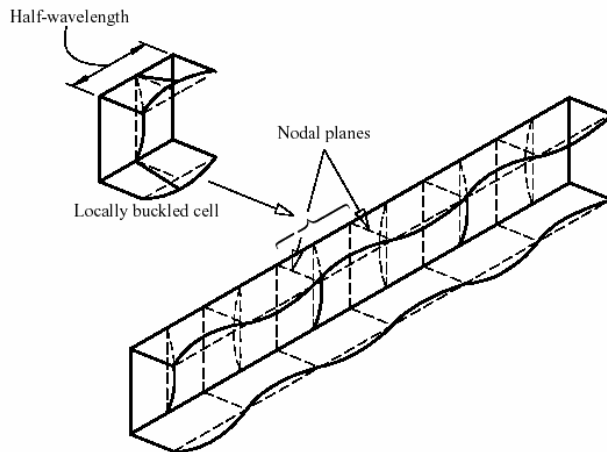
Gambar 2.2 Bentuk Dek dan panel (Yu 2000)

2.3 Perilaku-Perilaku yang Terjadi Cold Formed Steel

2.3.1 Tekuk Lokal

Elemen cold formed memiliki rasio sangat besar antara lebar dengan ketebalan. Karena disebabkan rasio yang sangat tinggi dan luasan yang tidak simetris pada bentuknya membuat cold formed menjadi tidak stabil dan dapat mengalami tekuk lokal. (Bambach 2010).

Eksperimen yang telah dilakukan oleh Prof George Winter menunjukkan bahwa balok ringan (rasio lebar / tebal $\cong 184$) pada beban tekuk teoritis 2.2 kN (100%) belum mengalami runtuh, dan keruntuhan baru terjadi pada beban 15.4 kN (700%). Percobaannya lain, balok I dengan rasio lebar / tebal $\cong 46$ mencapai keruntuhan sebesar 350% dari beban teoritis yang menyebabkan tekuk pada sayap bagian atas. Oleh sebab itu kekuatan pasca tekuk dari elemen baja canai dingin perlu dipertimbangkan untuk hasil yang lebih ekonomis.



Gambar 2.3 Tekuk lokal pada penampang cold formed

2.3.2 Tekuk Torsi

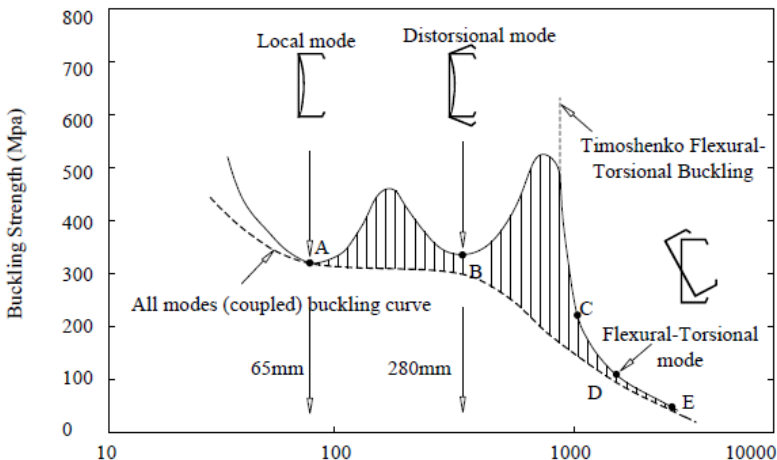
Elemen struktur baja canai dingin umumnya langsing dan berupa penampang terbuka (*open section*) sehingga mempunyai kekakuan torsi berbanding lurus terhadap ketebalan (sebesar t^3) sehingga kekuatannya relatif kecil terhadap torsi. Kecuali itu bentuk profil C banyak dipakai pada baja canai dingin yang mana *shear-center* nya berada di luar titik berat (*center of gravity*) penampang. Kondisi tersebut menyebabkan tekuk lentur-torsi menjadi faktor kritis dalam perencanaan kolom. (Yu 2000)

2.3.3 Tekuk Global

Gabungan antara tekuk lateral dan tekuk torsional dimana kondisi ini penampang balok akan terpuntir dan sayap tertekan akan tertekuk kearah lateral. (Meiyalagan 2010)

2.3.4 Tekuk Distorsional

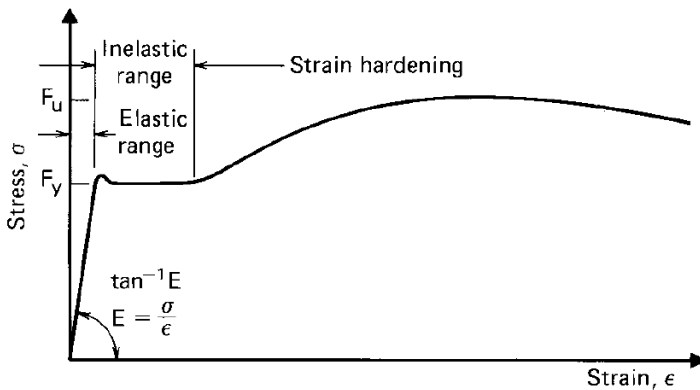
Pada awalnya tekuk distorsional terjadi pada setengah panjang bentang dan ditentukan untuk penampang bruto balok. (Meiyalagan 2010)



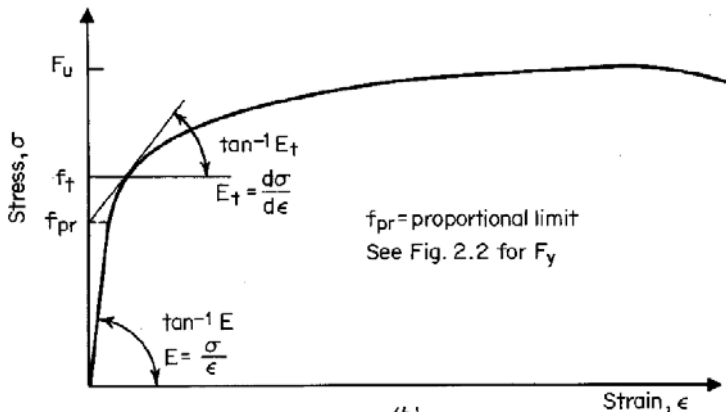
Gambar 2.4 diagram kekuatan tekuk pada profil (Hancock 2001)

2.4 Tegangan yang Terjadi Cold Formed Steel

Kekuatan dari baja cold-formed elemen struktur bergantung dari nilai tegangan lelehnya, kecuali dalam kasus di mana tekuk lokal elastis atau tekuk globalnya kritis. Karena kurva tegangan-regangan dari lembaran atau strip baja bisa berupa kurva *sharp-yielding type* atau *gradual-yielding type*, metode untuk menentukan tegangan leleh untuk sharp-yielding steel dan tegangan leleh untuk gradual-yielding steel ditentukan dalam AS 1391. Tegangan leleh untuk sharp-yielding steel ditentukan oleh level tegangan dari plateau. Tegangan leleh untuk gradual-yielding steel ditentukan dengan metode penguluran non-proporsional atau metode total penguluran.



Gambar 2.5 kurva tegangan-regangan *Hot rolled* (Yu 2000)



Gambar 2.6 kurva tegangan-regangan *Cold formed* (Yu 2000)

Kekuatan dari elemen yang tertekuk tidak hanya bergantung dari tegangan leleh, tetapi juga dari modulus elastisitas (E) dan tangen modulusnya (E_t). Modulus elastisitas ditentukan dari kemiringan bagian yang lurus pada kurva tegangan-regangan. Nilai dari E yang ditentukan dalam Standard berkisar dari 200 sampai 207 GPa. Nilai 200 GPa digunakan untuk standard pendesainan. Tangen modulus ditentukan oleh kemiringan dari kurva tegangan-regangan di setiap level tegangan. (Yu 2000)

Untuk sharp-yielding steel, E_t bernilai sama dengan E sampai tegangan leleh, tetapi untuk gradually-yielding stress, E_t bernilai sama dengan E hanya sampai proportional limit (F_{pr}). Setelah tegangan melampaui proportional limit, nilai tangen modulus (E_t) akan menurun dibandingkan modulus elastisitasnya.

Berbagai macam ketentuan mengenai tekuk dalam Standard ditulis untuk gradually-yielding steels dengan

proportional limit tidak kurang dari 70% dari titik leleh minimum yang ditentukan.

2.5 Komponen-komponen Struktur Cold Formed Steel

2.5.1 Tarik

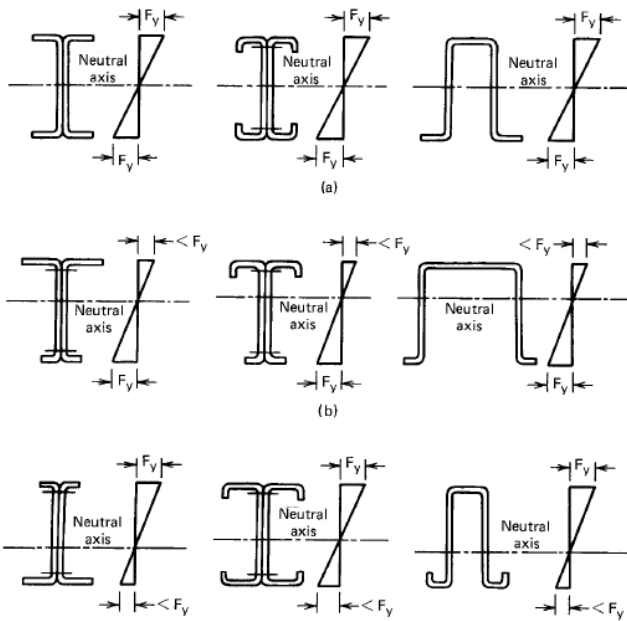
Batang tarik adalah elemen struktur baja yang hanya memikul/ mentransfer gaya aksial tarik antara dua titik pada struktur. Batang tarik didesain untuk mencegah beberapa mode keruntuhan yang mungkin akibat gaya yang bekerja pada batang dalam kondisi normal, keruntuhan tersebut diantaranya, leleh di seluruh luasan penampang, fraktur di luasan efektif penampang, blok geser, retak akibat geser sepanjang sambungan. Secara teoritis, kekuatan penampang batang tarik dapat dimobilisasikan secara maksimal hingga penampang mencapai keruntuhan. Akan tetapi pada kondisi sebenarnya, kekuatan batang tarik harus direduksi dengan adanya lubang pada sambungan dan tidak sentrisnya gaya tarik bekerja (Heva 2009). Maka kekuatan batang tarik ditentukan oleh seberapa luas suatu penampang secara efektif ikut serta memikul gaya aksial tarik tersebut. Kekuatan tarik penampang dari cold formed dianalisa dengan : $N^* \leq \phi N_t$

2.5.2 Tekan

Sama halnya seperti batang tarik, batang tekan juga hanya memikul/ mentransfer gaya aksial antara dua titik pada struktur. Akan tetapi sifat gaya aksial yang diterima adalah gaya aksial tekan. Sehingga pengaruh tekuk (buckling) atau lenturan tiba-tiba akibat ketidakstabilan merupakan persoalan yang mendapat perhatian lebih pada batang tekan (Heva 2009). Dengan ungkapan lain, kekuatan batang tekan tidak hanya dipengaruhi kekuatan bahannya akan tetapi turut dipengaruhi bentuk geometris penampang (jari-jari girasi penampang). Model keruntuhan yang mungkin terjadi pada elemen batang tekan diantaranya leleh (tekuk plastik) , tekuk inelastik dan tekuk elastik.

2.5.3 Lentur

Dalam mendesain cold formed harus diperhatikan gaya lentur yang terjadi karena inersia yang terjadi pada balok mempunyai nilai yang tidak konstan. Sehingga lentur yang terjadi pada balok cold formed harus cukup menerima lentur yang diakibatkan oleh beban servis.

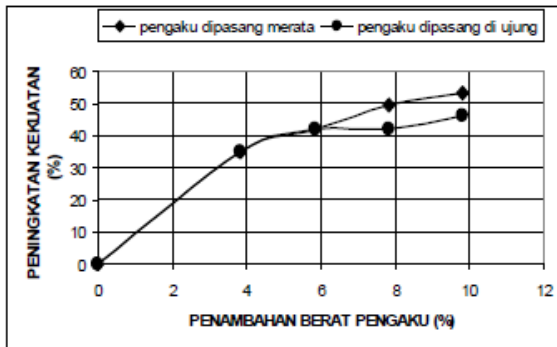


Gambar 2.7 Distribusi tegangan

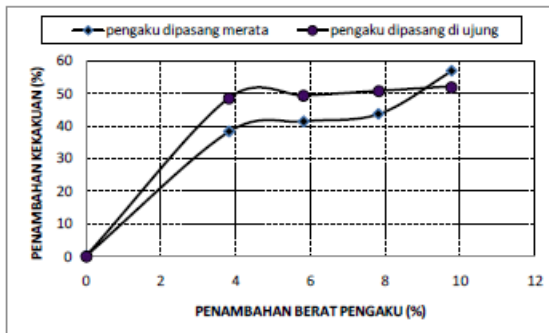
2.6 Pelat Pengaku (Stiffner)

Pada cold formed secara umum dengan penambahan pengaku longitudinal, baik yang dipasang secara merata sepanjang balok maupun di ujung-ujung saja, dapat meningkatkan kekuatan dan kekakuan balok terhadap beban lentur dan torsi warping. Pengaku longitudinal yang dipasang merata, sumbang-an kekuatan dan kekakuannya, lebih baik dari yang dipasang di

ujung-ujung, jika ditinjau pada penambahan berat pengaku yang sama. (Hidayat 2010)



Gambar 2.8 Pengaruh berat pengaku terhadap peningkatan kekuatan (Hidayat 2010)



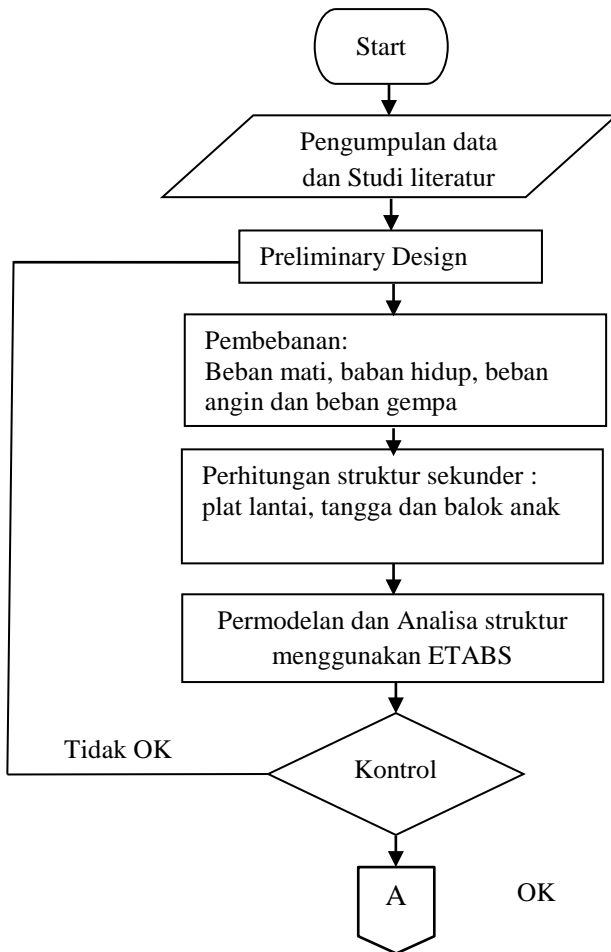
Gambar 2.9 Pengaruh berat pengaku terhadap peningkatan kekuatan vertikal (Hidayat 2010)

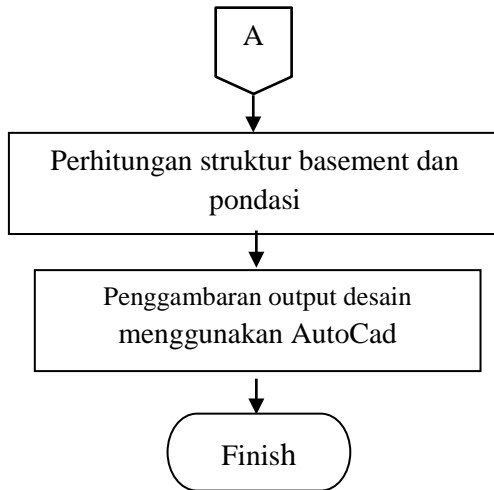
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :





Gambar 3.1 Diagram Alir penyelesaian tugas akhir

3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram alur di atas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.2.1 Pengumpulan data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung Graha DCP.

Data umum bangunan :

1. Nama Gedung : Graha DCP
2. Lokasi : Jakarta
3. Fungsi : Perkantoran
4. Jumlah Lantai : 8 lantai
5. Tinggi Gedung : 41,1 m
6. Material Struktur : Hot rolled dan Cold formed

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Graha DCP
2. Lokasi Gedung : Jakarta
3. Fungsi Gedung : Perkatoran
4. Tinggi Gedung : 33,1 m
5. Jumlah Lantai : 10 lantai
6. Material Struktur terdiri dari :
 - Basement
 - Hot rolled pada lantai ground,1,2,3 dan 4
 - Cold formed pada lantai 5,6,7 dan atap
7. Data bahan :
 - Mutu baja hot rolled : BJ 41
 - Mutu baja cold formed : BJ 41
 - Mutu Beton : $f_c' 30 \text{ Mpa}$
 - Pelat lantai : beton bertulang
8. Faktor reduksi gaya (R) :
 Berdasarkan peraturan gempa tabel 9 SNI 03-1726-2012
 Untuk nilai R pada rangka baja canai dingin = 3,5
 Untuk nilai R pada baja biasa = 4,5
 Untuk nilai R pada beton bertulang = 5
 Untuk desain pada struktur ini dipakai R rata-rata = 4,5

Gambar modifikasi gedung dan data tanah dapat dilihat pada lampiran

3.2.2 Studi literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik Tugas Akhir mengenai perencanaan bangunan struktur baja. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013)
2. SNI 7971-2013 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Canai Dingin

3. SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung
4. SNI 1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung
5. SNI 2847-2013 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
6. Buku struktur baja 1 (Marwan Ibrahim dan Isdarmanu)
7. Buku Daya dukung pondasi dalam (Herman Wahyudi)
8. Buku Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD (Agus Setiawan)
9. Jurnal-jurnal yang berkaitan dengan cold formed steel

3.2.3 Preliminary design

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan.

3.2.4 Perencanaan struktur sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Plat lantai
2. Tangga
3. Balok anak

3.2.5 Perencanaan struktur primer

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Dimensi balok.
2. Dimensi kolom.
3. Sambungan

3.2.6 Perhitungan beban struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut :

1. Beban Mati (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.1)
2. Beban Hidup (SNI 1727-2013)
3. Beban Angin (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1.3)
4. Beban Gempa (SNI 1726-2012)
5. Kombinasi Pembebanan (SNI 1726-2012)

3.2.7 Permodelan struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program SAP 2000 yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

3.2.8 Kontrol perencanaan struktur utama

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan.

3.2.8.1 Kontrol desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012.

1. Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan

$$T = C_t \cdot h_n^x \quad (3.1)$$

4. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3

3.2.8.2 Kontrol Perhitungan Struktur Primer

3.2.8.2.1 Elemen cold formed

Desain elemen struktur cold formed dikontrol berdasarkan SNI 7971-2013 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

1. Kontrol batasan dimensi (SNI 7971-2013 Pasal 2.1.3.4)

- Lebar sayap terhadap ketebalan profil

$$\frac{w}{t} < 60 \quad (3.2)$$

- Tinggi badan terhadap ketebalan profil

$$\frac{h}{t} < 200 \quad (3.3)$$

2. Kontrol lebar efektif (SNI 7971-2013 Pasal 2.2)

Untuk menentukan kapasitas penampang maka harus menentukan lebar efektif (be) adalah

$$\text{Untuk } \lambda \leq 0,673 \quad be = b \quad (3.4)$$

$$\text{Untuk } \lambda > 0,673 \quad be = \rho b \quad (3.5)$$

Dimana :

b adalah lebar rata dari elemen tidak termasuk lengkungan

ρ adalah faktor lebar efektif

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0,22}{\lambda}\right)}{\lambda} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

$$\lambda = \left(\sqrt{\frac{f^*}{f_{cr}}} \right) \quad (3.7)$$

f^* adalah tegangan desain pada elemen tekan yang dihitung berdasarkan lebar desain efektif

f_{cr} tegangan tekuk elastis pelat

$$f_{cr} = \left(\frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \right) \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (3.8)$$

k adalah koefisien tekuk pelat

ν adalah angka poisson

t adalah tebal elemen dengan pengaku yang mengalami tekan merata

3. Kontrol kekuatan lentur (SNI 7971-2013 Pasal 3.3)

Momen lentur desain harus memenuhi persyaratan :

- $M_u \leq \phi M_a$ (3.9)

$$M_a = Z_e \cdot F_y \quad (3.10)$$

- $M_u \leq \phi M_b$ (3.11)

- Untuk komponen struktur yang menerima tegangan flexural buckling

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (3.12)$$

- Untuk komponen struktur yang menerima tegangan torsional-flexural buckling

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (3.14)$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (3.15)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad (3.16)$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \quad (3.17)$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right) \quad (3.18)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.19)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (3.20)$$

Untuk komponen struktur local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7(w/t)^2} (kips) \quad (3.21)$$

4. Kontrol kekuatan geser (SNI 7971-2013 Pasal 3.3.4)

$$Vu = \phi Vv \quad (3.22)$$

Kapasitas geser nominal (Vv) harus memenuhi :

$$\text{Untuk } d/tw \leq \sqrt{Ekv/fy}, \quad Vv = 0,64ft.d.tw \quad (3.23)$$

$$\text{Untuk } \sqrt{Ekv/fy} < d/tw < 1,415\sqrt{Ekv/fy}$$

$$Vv = 0,64t_w^2 \sqrt{Ekv/fy} \quad (3.24)$$

$$\text{Untuk } d/tw \geq 1,415\sqrt{Ekv/fy}$$

$$Vv = \frac{0,905Ekvtw^3}{d} \quad (3.25)$$

Kv adalah koefisien tekuk geser yang ditentukan :

- Untuk pelat badan tanpa pengaku $k_v = 5,34$
- Untuk pelat badan dengan pengaku transversal

$$\text{Untuk } \frac{a}{d} < 1 \quad k_v = 4,00 + \left[\left(\frac{5,34}{(a/d)^2} \right) \right] \quad (3.26)$$

$$\text{Untuk } \frac{a}{d} > 1 \quad k_v = 5,34 + \left[\left(\frac{4,00}{(a/d)^2} \right) \right] \quad (3.27)$$

5. Kombinasi lentur dan geser (SNI 7971-2013 Pasal 3.3.5)

$$\left(\frac{M}{\phi M_n} \right)^2 + \left(\frac{V}{\phi V_n} \right)^2 \leq 1,0 \quad (3.28)$$

$$\text{Jika } \frac{M}{\phi M_n} > 0,5 \text{ dan } \frac{V}{\phi V_n} > 0,7 \quad (3.29)$$

Maka harus memenuhi

$$0,6 \left(\frac{M}{\phi M_n} \right)^2 + \left(\frac{V}{\phi V_n} \right)^2 \leq 1,3 \quad (3.30)$$

6. Kontrol kekuatan tarik (SNI 7971-2013 Pasal 3.2)

$$N \leq \phi N_t \quad (3.31)$$

$$N_t = A_g f_y \quad \text{atau} \quad (3.32)$$

$$N_t = 0,85 k_t A_n f_u$$

7. Kontrol kekuatan tekan (SNI 7971-2013 Pasal 3.4)

$$N \leq \phi N_c \quad (3.33)$$

$$N \leq \phi N_s \quad (3.34)$$

$$N_c = A_g f_n \quad (3.35)$$

$$N_s = A_g f_y \quad (3.36)$$

f_n adalah tegangan kritis yang harus memenuhi :

$$\text{Untuk } \lambda_c \leq 1,5 \quad f_n = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y \quad (3.37)$$

$$\text{Untuk } \lambda_c > 1,5 \quad f_n = (0,877/\lambda_c^2) f_y \quad (3.38)$$

$$\text{Dimana:} \quad \lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{od}}} \quad (3.39)$$

8. Kombinasi aksial tekan dan lentur (SNI 7971-2013 Pasal 3.5.1)

$$\frac{N}{\phi N_c} + \frac{c_{mx} M_x}{\phi M_{bx} \alpha_{nx}} + \frac{c_{my} M_y}{\phi M_b \alpha_{ny}} \leq 1,0 \quad (3.40)$$

$$\frac{N}{\phi N_s} + \frac{c_{mx} M_x}{\phi M_{bx} \alpha_{nx}} + \frac{c_{my} M_y}{\phi M_b \alpha_{ny}} \leq 1,0 \quad (3.41)$$

Jika $\frac{N}{\phi N_c} \leq 0,15$ maka dipakai :

$$\frac{N}{\phi N_s} + \frac{M_x}{\phi M_{bx}} + \frac{M_y}{\phi M_b} \leq 1,0 \quad (3.42)$$

9. Kombinasi aksial tarik dan lentur (SNI 7971-2013 Pasal 3.5.2)

$$\frac{M_x}{\phi M_{bx}} + \frac{M_y}{\phi M_{by}} - \frac{N}{\phi N_t} \leq 1,0 \quad (3.43)$$

$$\frac{M_x}{\phi M_{sx}} + \frac{M_y}{\phi M_{sy}} + \frac{N}{\phi N_t} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

10. Kontrol sambungan

Las Tumpul (SNI 7971-2013 Pasal 5.2.2)

- Tarik atau tekan

$$N_w^* \leq \phi N_w \quad (3.45)$$

$$N_w = l_w t_t f_y \quad (3.46)$$

l_w adalah panjang penuh las

t_t adalah tebal desain las tumpul

- Geser

$$V_w^* \leq \phi V_w \quad (3.47)$$

Kapasitas geser desain ϕV_w harus diambil terkecil dari :

a) $\phi = 0,8$

$$V_w = l_w t_t (0,6 f_{uw}) \quad (3.48)$$

b) $\phi = 0,8$

$$V_w = l_w t_t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad (3.49)$$

f_{uw} adalah kekuatan tarik nominal untuk logam las

Las sudut (SNI 7971-2013 Pasal 5.2.3)

$$V_w^* \leq \phi V_w \quad (3.50)$$

- Pembebanan longitudinal

Untuk pembebanan transversal ϕV_w harus diambil terkecil dari :

a. Untuk $\frac{l_w}{t_1} < 25$ (3.51)

$$V_w = \left[1 - \frac{0,01 l_w}{t_1} \right] t_1 l_w f_{u1} \quad (3.52)$$

$$\phi = 0,6$$

Untuk $\frac{l_w}{t_2} < 25$ (3.53)

$$V_w = \left[1 - \frac{0,01 l_w}{t_2} \right] t_2 l_w f_{u2} \quad (3.54)$$

$$\phi = 0,6$$

b. Untuk $\frac{l_w}{t_1} \geq 25$ (3.55)

$$V_w = 0,75 t_1 l_w f_{u1} \quad (3.56)$$

$$\phi = 0,55$$

c. Untuk $\frac{l_w}{t_2} \geq 25$ (3.57)

$$V_w = 0,75 t_2 l_w f_{u2} \quad (3.58)$$

$$\emptyset = 0,55$$

- Pembebanan transversal

Untuk pembebanan transversal $\emptyset V_w$ harus diambil terkecil dari :

$$\emptyset = 0,6$$

$$V_w = t_1 l_w f_{u1} \quad \text{atau} \quad (3.59)$$

$$V_w = t_2 l_w f_{u2} \quad (3.60)$$

- Pembebanan longitudinal dan transversal

Untuk pembebanan longitudinal dan transversal $\emptyset V_w$ harus diambil terkecil dari :

$$\emptyset = 0,6$$

$$V_w = 0,75 t_l l_w f_{uw} \quad (3.61)$$

11. Kontrol sambungan baut (SNI 7971-2013 Pasal 5.3.5)

- Geser

$$V_{fv}^* = \emptyset V_{fv} \quad (3.62)$$

Dimana:

$$V_{fv} = 0,62 f_{uf} (n_n A_c + n_x A_o) \quad (3.63)$$

- Tarik

$$N_{ft}^* = \emptyset N_{ft} \quad (3.64)$$

Dimana:

$$N_{ft} = A_g f_{uf} \quad (3.65)$$

- Baut dalam kondisi geser dan tarik

$$\left(\frac{V_{fv}^*}{\phi V_{fv}}\right)^2 + \left(\frac{V_{ft}^*}{\phi N_{ft}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (3.66)$$

3.2.8.2.2 Elemen Hot Rolled

Desain elemen struktur hot rolled dikontrol berdasarkan SNI 03-1729-2015 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

1. Kolom (SNI 1729:2015 pasal E3)

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat:

$$N_u \leq \phi N_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.67)$$

Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung ujungnya (kekakuan baloknya)

$$G = \frac{\sum \left(\frac{1}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{1}{L}\right)_b} \quad (3.68)$$

• Kontrol Tekuk Lentur (SNI 1729:2015 pasal E3)

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (3.69)$$

• Kontrol Tekuk Puntir (SNI 1729:2015 pasal E4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.70)$$

• Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:
(SNI 1729:2015 pasal H1.1)

- Momen lentur dominan

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,00 \quad (3.71)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,00 \quad (3.72)$$

• Amplifikasi momen (SNI 1729:2015 pasal 8.2)

- Kekuatan lentur yang diperlukan, M_r , dan kekuatan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut :

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3.73)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (3.74)$$

2. Balok (SNI 03-1729-2015 Pasal F1)

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\phi_b M_n > M_u \quad (3.75)$$

$$\phi_v V_n > V_u \quad (3.76)$$

Dengan ϕ_b adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_v adalah faktor reduksi geser yang nilainya sebesar 0,9.

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut:

a. Cek terhadap kelangsingan penampang

sayap (flange):

• Penampang kompak

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (3.77)$$

• Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.78)$$

badan (web):

• Penampang kompak

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (3.79)$$

• Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.80)$$

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.81)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right) \quad (3.82)$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \quad (3.83)$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.84)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal

M_r = momen batas tekuk

- c. Cek terhadap tekuk torsi lateral (SNI 03-1729-2015 Pasal F2.2)

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

- Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$

- d. Cek nominal geser (SNI 03-1729-2015 Pasal G2)

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (3.85)$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.86)$$

- e. Kontrol kuat Tarik (SNI 03-1729-2015 Pasal D5)

- Keruntuhan Tarik dan Geser

$$P_n = F_u (2t b_e) \quad (3.87)$$

$$P_n \leq 0.6 F_u A_{sf} \quad (3.88)$$

f. Perencanaan sambungan

- Sambungan baut (SNI 1729:2015 pasal J3.6)

Kuat geser:

$$R_n = F_n A_b \quad (3.89)$$

Kuat tumpu:

$$R_n = F_{nt} A_b \quad (3.90)$$

“Dari nilai diatas dipilih nilai terkecil”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (3.91)$$

Dimana:

F_n = tegangan tarik nominal, F_{nt} , atau tegangan geser, F_{nv} , (MPa)

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

F_{nt} = tegangan tarik nominal, F_{nt} , atau tegangan geser, F_{nv} , (MPa)

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5 db

Jarak tepi maksimum = $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3 db

Jarak maksimum antar baut = 15 tp atau 200 mm

- Sambungan Las (SNI 1729:2015 pasal J2.3.4)

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.92)$$

Tahanan terhadap Bahan Dasar Las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.93)$$

Tahanan terhadap Bahan Dasar Baja

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (3.94)$$

Dimana :

F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, MPa

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, MPa

A_{BM} = luas penampang logam dasar, mm²

A_{we} = luas efektif las, mm²

3.2.9 Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.2.9.1 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil dari SPT. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.95)$$

Dimana:

Q_{ult} = Ultimate pile capacity

Q_e = End- bearing capacity

Q_f = Side friction capacity

W = Berat tiang

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan conversi Labar:

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (3.96)$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam baris

n = Jumlah tiang dalam kolom

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

D = Diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.97)$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} > P_{ijin} \quad (3.98)$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (3.99)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

- M_y = Momen yang bekerja pada arah Y
 X_{\max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X
 Y_{\max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y
 Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X
 Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang
 $2D < S < 2,5D$ (3.100)

- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer
 $1,5D < S_1 < 2D$ (3.101)

3.2.9.2 Perencanaan Poer

Kuat geser nominal

Untuk perencanaan poer, nilai V_c harus diambil sebagai nilai terkecil dari persamaan-persamaan berikut : (SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1)

$$- V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c b_o d} \quad (3.102)$$

$$- V_c = 0,083 \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c b_o d} \quad (3.103)$$

$$- V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c b_o d} \quad (3.104)$$

Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kontrol geser satu arah

$$V_u \leq \phi V_n \text{ atau } V_u \leq \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.105)$$

Kontrol geser dua arah

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.106)$$

Jika,

$V_u < \phi V_c$ tidak perlu tulangan geser
 $V_u > \phi V_c$ tebal poer tidak mencukupi

Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kontrol geser pons 2 arah

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.107)$$

Jika,

$V_u < \phi V_c$ tidak perlu tulangan geser
 $V_u > \phi V_c$ tebal poer tidak mencukupi

3.2.9.3 Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.108)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot s \quad (3.109)$$

3.2.10 Penggambaran Teknik

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program Auto CAD.

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

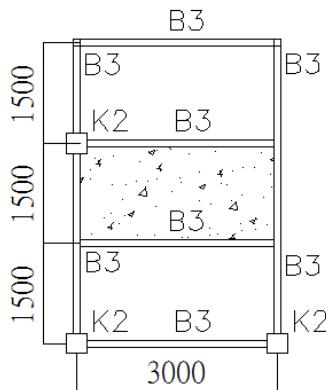
4.1 Umum

Pada perencanaan struktur sekunder ini, dimensi dan struktur dibuat *typical* untuk semua gedung.

4.2 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai gedung direncanakan menggunakan Bondek dengan tabel perencanaan praktis dari Super Floor Deck. Struktur lantai direncanakan tanpa penyangga (*no props*) selama proses pengerasan pelat beton dengan tebal bondek 0,75 mm, mutu beton f_c' 25 MPa, dan mutu baja tulangan U-48.

4.2.1 Perencanaan Pelat Pada Lantai *Cold formed*



Gambar 4. 1 Pelat Lantai Cold Formed

Beban Mati :

- Berat plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting dan plumbing $= 40 \text{ kg/m}^2$

- Berat keramik $t=2 \text{ cm}=2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi $t=2 \text{ cm}=2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- $q_{D\text{total}} = 148 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Perkantoran 50 psf = 244,1 kg/m²

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 148 + 244,1$
 $= 392,1 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perancangan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 1,5 m
- Beban berguna = 400 kg/m²
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 0,85 cm²/m

Digunakan tulangan Ø10 ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

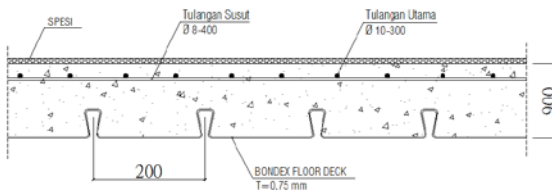
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1,07}{0,785} = 1,08 \approx 2 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø10 – 300

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12 nilai rasio tulangan susut tidak boleh kurang dari 0,0014

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 1000 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} \\ &= 98 \text{ mm}^2 \approx 0,98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Jadi dipasang tulangan susut Ø8 – 400 ($A_s = 1,05 \text{ cm}^2$)



Gambar 4. 2 Penulangan Pelat Pada Lantai Cold Formed

Perencanaan *shear connector* :

$$\emptyset \text{Stud} = 10 \text{ mm}$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30 \text{ Mpa}} = 25742 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} = \frac{1}{4} \pi \cdot \emptyset^2 = 113,09 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sc} \cdot f_u &= 113,09 \cdot 400 \\ &= 45238,9 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser :

$$\begin{aligned} T &= A_s \cdot F_y \\ &= 4678 \text{ mm}^2 \cdot 250 \text{ Mpa} \\ &= 1122720 \text{ N} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot t \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot (6000/4) \cdot 90 \\ &= 2371500 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan kebutuhan penghubung geser:

Kuat geser satu buah stud:

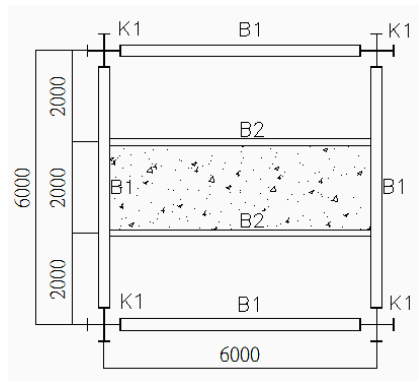
$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \\ &= 0,5 \cdot 113,09 \cdot \sqrt{30 \cdot 25742} \\ &= 49690,8 \text{ N} \leq A_{sc} \cdot F_u = 45238,9 \text{ N (N.OK)} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } Q_n = 45238,9 \text{ N}$$

Maka jumlah stud yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} N &= V_h / Q_n \\ &= 1122720 \text{ N} / 45238,9 \text{ N} \\ &= 23,8 \approx 24 \text{ buah (untuk } 1/2 \text{ bentang)} \end{aligned}$$

4.2.2 Perencanaan Pelat Pada Lantai *Hot Rolled*



Gambar 4. 3 Pelat Pada Lantai Hot Rolled

Beban Mati :

- Berat plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat ducting dan plumbing $= 40 \text{ kg/m}^2$
 - Berat keramik $t=2 \text{ cm}=2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Berat spesi $t=2 \text{ cm}=2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
-
- $q_{D\text{total}} = 148 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013) :

- Lantai Perkantoran $50 \text{ psf} = 244,1 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 148 + 244,1$
 $= 392,1 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang 2 m
- Beban berguna $= 400 \text{ kg/m}^2$
- Tebal pelat 9 cm , dan tulangan negatif $1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan $\emptyset 10$ ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

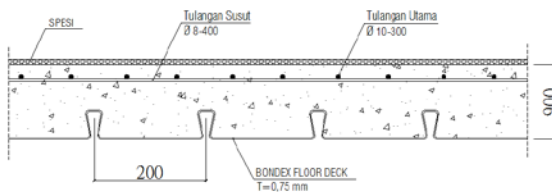
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1,55}{0,785} = 1,97 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif $\emptyset 10 - 300$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 7.12 nilai rasio tulangan susut tidak boleh kurang dari 0,0014

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0014 \times 1000 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} \\ &= 98 \text{ mm}^2 \approx 0,98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan susut $\emptyset 8 - 400$ ($A_s = 1,05 \text{ cm}^2$)



Gambar 4. 4 Penulangan Pelat Lantai Hot Rolled

Perencanaan *shear connector* :

$$\emptyset \text{Stud} = 10 \text{ mm}$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30 \text{ Mpa}} = 25742 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} = \frac{1}{4} \pi \cdot \emptyset^2 = 113,09 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sc} \cdot f_u &= 113,09 \cdot 400 \\ &= 45238,9 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser :

$$\begin{aligned} T &= A_s \cdot f_y \\ &= 4678 \text{ mm}^2 \cdot 250 \text{ Mpa} \\ &= 1122720 \text{ N} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot t \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot (6000/4) \cdot 90 \end{aligned}$$

$$= 2371500 \text{ N}$$

Perhitungan kebutuhan penghubung geser:

Kuat geser satu buah stud:

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \\ &= 0,5 \cdot 113,09 \cdot \sqrt{30 \cdot 25742} \\ &= 49690,8 \text{ N} \leq A_{sc} \cdot f_u = 45238,9 \text{ N (N.OK)} \end{aligned}$$

Dipakai $Q_n = 45238,9 \text{ N}$

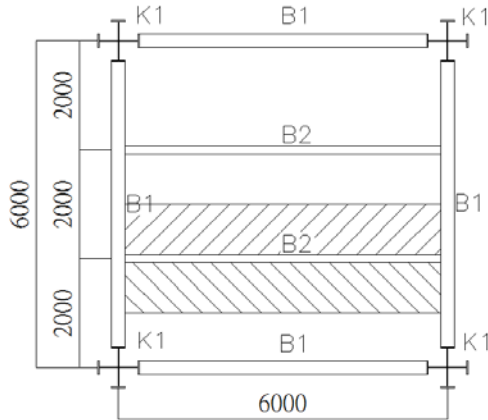
Maka jumlah stud yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} N &= V_h / Q_n \\ &= 1122720 \text{ N} / 45238,9 \text{ N} \\ &= 23,8 \approx 24 \text{ buah (untuk } \frac{1}{2} \text{ bentang)} \end{aligned}$$

4.3 Perencanaan Balok Anak Lantai WF

Balok anak yang terletak pada lantai hotel direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6.5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

d	$= 300 \text{ mm}$	i_x	$= 12.4 \text{ cm}$
b_f	$= 150 \text{ mm}$	i_y	$= 3.29 \text{ cm}$
t_f	$= 9 \text{ mm}$	Z_x	$= 522 \text{ cm}^3$
t_w	$= 6.5 \text{ mm}$	Z_y	$= 104 \text{ cm}^3$
A	$= 46.78 \text{ cm}^2$	S_x	$= 481 \text{ cm}^3$
q	$= 36.7 \text{ kg/m}$	S_y	$= 68 \text{ cm}^3$
I_x	$= 7210 \text{ cm}^4$	r	$= 13 \text{ cm}$
I_y	$= 508 \text{ cm}^4$	h	$= d - 2(t_f + r)$
F_y	$= 250 \text{ Mpa (BJ41)}$		$= 256 \text{ mm}$



Gambar 4. 5 Denah Balok Anak

- **Beban- Beban Yang Bekerja**

Beban Mati :

- Beban Plat Lantai	= 148	kg/m ²
- Berat Bondek	= 10,1	kg/m ²
- Berat Beton 0,09 x2400 kg/m ³	= 216	kg/m ² +
	<u>q_{D1}</u>	<u>= 374,1 kg/m²</u>
q _{D1} 374,1 x 2	= 748,2	kg/m
- Berat Profil	= 36.7	kg/m +
	<u>q_{Dtotal}</u>	<u>= 784.9 kg/m</u>

Beban hidup (Tabel 4.1 SNI 1727:2013)

$$q_L = 2 \text{ m} \times 244,1 \text{ kg/m}^2 = 488,2 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \\ &= 1,2 \cdot 784,9 + 1,6 \cdot 488,2 \\ &= 1723 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok**

- Momen:

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 1723 \cdot 6^2 \\
 &= 7753,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser:

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1723 \cdot 6 \\
 &= 5169 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

1. Kontrol Penampang (SNI 1729:2015 tabel B4.1) :

Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

2. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lokal

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned}
 M_n = M_p &= Z_x f_y \\
 &= 522 \times 2500 \\
 &= 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol Kuat Lentur Akibat Tekuk Lateral :

Panjang tak terkekang adalah jarak antar *shear conector* sesuai tabel perencanaan bondex sehingga $L_b = 40$ cm.

Jarak penahan lateral (L_b) = 40 cm

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \cdot 3,29 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 163.78 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok plastis termasuk dalam bentang pendek $L_b < L_p$ dengan M_n :

$$M_n = M_p = 13050 \text{ kg.m}$$

Kuat lentur balok ditentukan oleh kondisi leleh.

Maka *demand capacity ratio* balok adalah :

$$\begin{aligned} R &= \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1,0 \\ &= \frac{7753,5}{0,9 \cdot 13050} \\ &= 0,67 \leq 1,0 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

4. Kontrol Kuat Geser (SNI 1729:2015 pasal G2):

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{256}{6,5} = 39,38 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Kondisi geser plastis}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot (30 \cdot 0,65) \cdot 1$$

$$\phi V_n = 26325 \text{ kg}$$

$$V_u = 5169 \text{ kg} \leq \phi V_n = 26325 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

5. Kontrol Lendutan :

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad f_{\text{maks}} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} \\
 &= \frac{5 \cdot (784,9 + 500) \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7210} \\
 &= 1,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad f &= \frac{L}{\frac{360}{600}} \\
 &= \frac{360}{360} \\
 &= 1,67 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

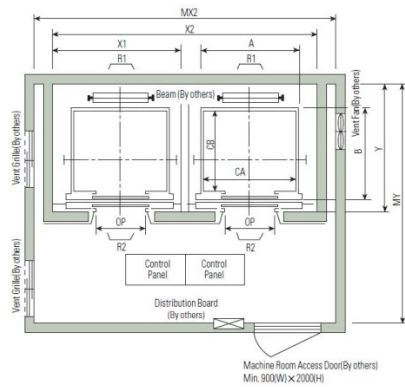
$$f_{\text{maks}} < f \rightarrow (\text{OK})$$

Jadi, Profil WF 300 x 150 x 6.5 x 9 dapat digunakan sebagai balok anak.

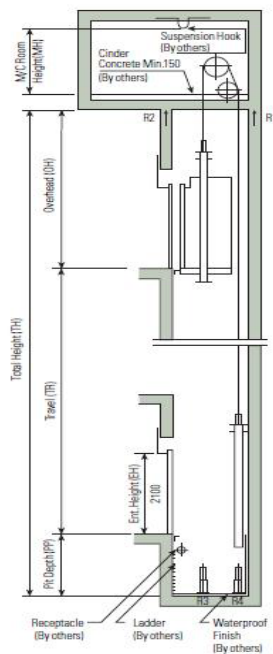
4.3 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 15 Orang /1000 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur
(*hoistway inside*) 2 Car : 4200 x 2130 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1600 x 1500 mm²
 - Eksternal : 1660 x 1655 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4400 x 3850 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - R₁ = 5450 kg
 - R₂ = 4300 kg



Gambar 4. 6 Denah Lift



Gambar 4. 7 Potongan Melintang Lift

Balok *lift* direncanakan menggunakan profil WF 300 × 150 × 6,5 × 9 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W & = 36,72 \text{ kg/m} & b_f = 150 \text{ mm} & h_w = 300 - 2(13 + 10) \\
 A & = 46,78 \text{ cm}^2 & r & = 13 \text{ mm} & & = 254 \text{ mm} \\
 t_w & = 6,5 \text{ mm} & Z_x & = 522 \text{ cm}^3 & i_y & = 3,3 \text{ cm} \\
 t_f & = 10 \text{ mm} & I_x & = 7210 \text{ cm}^4 & & \\
 d & = 300 \text{ mm} & I_y & = 508 \text{ cm}^4 & &
 \end{array}$$

a. Pembebanan pada balok penumpang lift

- Beban mati

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat profil balok penggantung lift} & = 36,72 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} & = \underline{3,67 \text{ kg/m}} + \\
 q_D & = 40,39 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

- Beban merata ultimate

$$\begin{array}{ll}
 q_U & = 1,4 q_D \\
 & = 1,4 (40,39) = 56,54 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

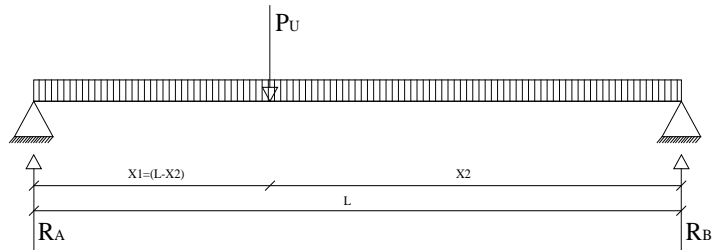
- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.6 Impact Load SNI 1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-*driven*, Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

$$R_A = R_1. KLL = 5450 \times (1 + 50\%) = 10900 \text{ kg}$$

$$R_B = R_2. KLL = 4300 \times (1 + 50\%) = 8600 \text{ kg}$$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpang *lift*



Gambar 4. 8 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot L - P_u \cdot X_2 = 0$$

$$10900 \cdot 2,45 = P_u \cdot X_2$$

$$P_u = \frac{26705}{X_2} \dots\dots\dots \text{persamaan 1}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$-R_B \cdot L + P_u \cdot (L - X_2) = 0$$

$$-8600 \cdot 2,45 + \frac{26705}{X_2} (2,45 - X_2) = 0$$

$$-21070 + \frac{65427,25}{X_2} - 26705 = 0$$

$$\frac{65427,25}{X_2} = 47775$$

$$X_2 = 1,37 \text{ m}$$

$$X_1 = L - X_2$$

$$= 2,45 \text{ m} - 1,37 \text{ m}$$

$$= 1,08 \text{ m}$$

$$P_u = \frac{26705}{X_2}$$

$$= \frac{26160}{1,08}$$

$$= 24222 \text{ kg}$$

- Momen Maksimum

$$M_u = \frac{P_u \cdot X_1 \cdot X_2 \cdot x_2}{L \cdot L} + \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2$$

$$= \frac{24222 \cdot 1,08 \cdot 1,37 \cdot 1,37}{2,45 \cdot 2,45} + \frac{1}{8} \cdot 56,54 \cdot 2,45^2$$

$$= 8222,22 \text{ kg.m}$$

- Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_u &= R_A + \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\ &= 10900 + \frac{1}{2} \cdot 56,54 \cdot 2,45 \\ &= 10969,26 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{254}{6,5} = 39$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 10} = 7,5$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm} \\ &= 13050 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral ($L_b = 245 \text{ cm}$).

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \cdot 7,28 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 362,40 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kondisi Balok termasuk dalam bentang pendek $L_b < L_p$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$= 13050 \text{ kgm}$$
- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} > 8222,22 \text{ kgm} \quad (\text{OK})$$
- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$V_n = 0,6f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{314}{10} = 31,4 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Geser plastis}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 39 \cdot 1 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 52650 \text{ kg}$$

$$V_u = 10969,26 \text{ kg} \leq \phi V_n = 52650 \text{ kg} \rightarrow \text{Oke}$$
- e. Kontrol lendutan

$$L = 245 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{245}{360}$$

$$= 0,68 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} + \frac{P_u \cdot X_1 \cdot (L^2 - X_1^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}LEI}$$

$$= \frac{5 \cdot (55,54) \cdot 10^{-2} \cdot 245^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7210} + \frac{24222 \cdot 108 \cdot (245^2 - 108)^{3/2}}{9\sqrt{3} \cdot 2402 \cdot 10^6 \cdot 7210}$$

$$= 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} \geq f \quad (\text{OK})$$

4.4 Perencanaan Tangga

Pada gedung perkantoran ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

4.4.1 Data Perencanaan Tangga

a. Data Tangga

- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 215 cm
- Tinggi bordes = 200 cm
- Lebar bordes = 120 cm
- Lebar tangga = 100 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^{\circ} < a < 40^{\circ}$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga

Tinggi injakan (t) = 17 cm

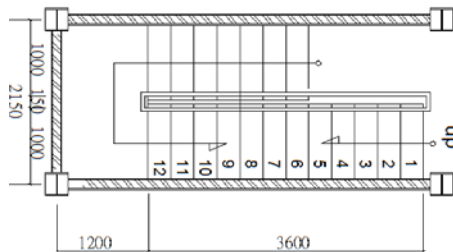
$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(400/2)}{17} = 11.76 \text{ buah} \simeq 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < (64) < 65 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

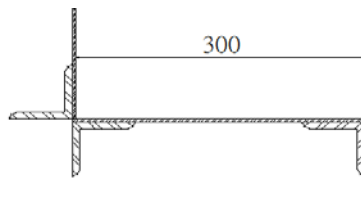
$$a = \text{arc tg} \left(\frac{t}{i} \right) = \text{arc tg} \left(\frac{17}{30} \right) = 29.54^{\circ}$$



Gambar 4. 9 Denah Tangga

4.4.2 Perencanaan Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga



Gambar 4. 10 Pelat Anak Tangga

Tebal pelat tangga = 4 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 Mutu baja BJ 41 → $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 0.004 \times 1 \times 7850 &= 31.40 \text{ kg/m} \\
 \text{Alat penyambung (10\%)} &&= 3.14 \text{ kg/m} \\
 \hline
 q_D &= 34.54 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \times 1 = 300 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 34,54 \times 0,30^2 = 0,39 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 300 \times 0,30^2 = 3,38 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/4 P_L l = 1/4 \times 100 \times 0,30 = 7,5 \text{ kg.m (menentukan)}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,39 = 0,54 \text{ kg.m}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,39 + 1,6 \times 7,5 = 12,47 \text{ kg.m}$$

$$M_U \text{ dipakai } 12,47 \text{ kg.m}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 b h^2 = 1/4 \times 100 \times 0,40^2 = 4 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 4 \times 2500$$

$$= 9000 \text{ kg.cm} = 90 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat : } \phi M_n > M_u$$

$$90 \text{ kg.m} > 12,47 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,124 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 0,4^3 = 0,533 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \left(\frac{(q_{dl} + q_{ll})}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x}$$

$$= \frac{5((34,54 + 300)/100) \cdot 30^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,533} = 0,033$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,033 < 0,125 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pengaku anak tangga

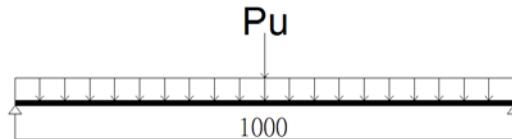
Direncanakan menggunakan profil siku $65 \times 65 \times 8$ dengan data sebagai berikut :

$$b = 65 \text{ mm} \quad I_x = 36,8 \text{ cm}^4 \quad i_y = 1,94 \text{ cm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm} \quad I_y = 36,8 \text{ cm}^4 \quad i_x = 1,94 \text{ cm}$$

$$W = 7,66 \text{ kg/m} \quad A = 9,761 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 7,97 \text{ cm}$$

Perencanaan pembebanan



Gambar 4. 11 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0,15 \times 0,004 \times 7850 = 4,71 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat baja siku } 65 \times 65 \times 8 &= 7,66 \text{ kg/m} \\ &= 12,37 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alat penyambung (10\%)} &= 1,24 \text{ kg/m} \\ q_D &= 13,61 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 300 \times 0,15 = 45 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times L^2 \\ &= 1/8 \times 13,61 \times 1^2 = 1,70 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata} \\ &= 1/8 \times 45 \times 1^2 = 5,63 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/2 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat} \\ &= 1/2 \times 100 \times 1 = 50 \text{ kg.m (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2(1/2 \times q_D \times L) + 1,6(1/2 \times P) \\ &= 1,2\left(\frac{1}{2} \times 13,61 \times 1\right) + 1,6\left(\frac{1}{2} \times 100\right) \\ &= 99,59 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= 1,2 \times 1,7 + 1,6 \times 50 = 55,37 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{65}{8} = 8,13$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Profil Sayap Kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 7,97 \times 2500 &= 17932,5 \text{ kg.cm} \\
 & &= 179,33 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$179,33 \text{ kg.m} > 55,37 \text{ kg.m} \dots \text{OK}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(65 - 8)}{8} = 7,13 ; 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{b_f}{t_f} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 7,13 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times (6,5 \times 0,8) \times 1,00 \\
 &= 7800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 7800$$

$$= 7020 \text{ kg} > 99,59 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol lendutan

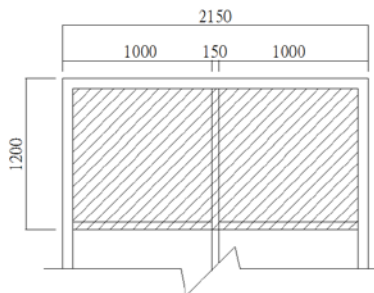
$$L = 100 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{100}{240} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5 \left(\frac{qD + qL}{100} \right) L^4}{384 EI_x} + \left(\frac{23}{684} \times \frac{P \cdot L^3}{EI_x} \right) \\ &= \frac{5 \left(\frac{13,61 + 45}{100} \right) 100^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 36,8} + \left(\frac{23}{684} \times \frac{100 \cdot 100^3}{2000000 \cdot 36,8} \right) \\ &= 0,06 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,06 \text{ cm} < 0,42 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

4.4.3 Perencanaan Bordes



Gambar 4. 12 Denah Bordes

- Pelat bordes

$$\text{Tebal pelat bordes} = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Berat jenis baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Mutu baja BJ 41} \rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$$

Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0,006 \times 1 \times 7850 &= 47,10 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} & &= 4,71 \text{ kg/m} + \\ & &\hline q_D &= 51,81 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times l^2 \\ &= 1/8 \times 51,81 \times (1,2)^2 &= 6,61 \text{ kg.m} \\ M_L &= 1/8 \times q_L \times l^2 \\ &= 1/8 \times 300 \times (1,2)^2 &= 38,25 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \times 6,61 + 1,6 \times 38,25 = 69,13 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$\begin{aligned} Z_x &= 1/4 b h^2 = 1/4 \times 100 \times 0,6^2 = 9 \text{ cm}^3 \\ M_n &= Z_x \times f_y = 9 \times 2500 &= 22500 \text{ kg.cm} \\ & &= 225 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 225 &\geq 69,13 \text{ kg.m} \\ 202,5 \text{ kg.m} &\geq 69,13 \text{ kg.m} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 12 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0,5 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 0,6^3 = 1,8 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \left(\frac{(q_{dl} + q_{ll})}{100} \right) l^4}{384 \cdot EI_x}$$

$$= \frac{5((51,81 + 300)/100) \cdot 50,5^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 1,8} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,08 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

b. Perencanaan balok bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 × 50 × 5 × 7

$$\begin{array}{lll} d = 100 \text{ mm} & t_f = 7 \text{ mm} & r = 8 \text{ mm} \\ b = 50 \text{ mm} & Z_x = 42 \text{ cm}^3 & I_x = 187 \text{ cm}^4 \\ t_w = 5 \text{ mm} & W = 9.3 \text{ kg/m} & h = 70 \text{ mm} \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\begin{array}{ll} \text{Berat pelat} = 0,006 \times 1,2 \times 7850 & = 56,52 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil} & = \underline{9,3 \text{ kg/m}} + \\ & = 65,82 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan dan lain-lain 10\%} & = \underline{6,5 \text{ kg/m}} + \\ q_D & = 72,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

Beban hidup

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 1,2 \times 300 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{lll} V_D & = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L & = \frac{1}{2} \times 72,4 \times 1 \\ & = 36,2 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{array}{lll} M_D & = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 & = \frac{1}{8} \times 72,4 \times (1)^2 \\ & = 9,05 \text{ kg.m} \end{array}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times q_L \times L = \frac{1}{2} \times 360 \times 1$$

$$= 180 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 \times q_L \times L^2 = 1/8 \times 360 \times (1)^2 \\ &= 45 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} V_U &= 1.2V_D + 1.6V_L \\ &= 1.2 (36,2) + 1.6 (180) = 331,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L \\ &= 1.2 (9,05) + 1.6 (45) = 82,86 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$M_p = 42 \cdot 2500 = 105000 \text{ kg.cm} = 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 1050 \geq 82,86 \text{ kg.m}$$

$$945 \text{ kg.m} \geq 82,86 \text{ kg.m} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{70}{5} = 14 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \text{ Kondisi geser plastis}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 6750 \text{ kg} \geq V_u = 331,44 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol lendutan

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{100}{240} = 0,42 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x} \\ &= \frac{5 \left(\frac{(62,6 + 303)/100 \cdot 100^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 187} \right)}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 187} = 0,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,13 \text{ cm} < 0,42 \text{ cm}$$

4.4.4 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 200 mm	i _x	= 8,23 cm
bf	= 100 mm	i _y	= 2,22 cm
tf	= 8 mm	Z _x	= 200 cm ³
t _w	= 5,5 mm	Z _y	= 41 cm ³
A	= 27,2 cm ²	S _x	= 184 cm ³

$$\begin{array}{ll}
 q & = 21,32 \text{ kg/m} & S_y & = 27 \text{ cm}^3 \\
 I_x & = 1840 \text{ cm}^4 & r & = 11 \text{ cm} \\
 I_y & = 134 \text{ cm}^4 & h & = d - 2(tf+r) \\
 F_y & = 250 \text{ Mpa (BJ-41)} & & = 162 \text{ mm}
 \end{array}$$

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat pelat } 0,004 \times (1 \times 0,5) \times 7850 & = 15,70 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil siku } 7,66 \times 2 & = 15,32 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok } 21,31/\cos(29,54) & = 24,51 \text{ kg/m} + \\
 & = 55,53 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat alat penyambung } 10\% & = 5,55 \text{ kg/m} + \\
 & q_{D1} = 61,08 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Beban hidup

$$\begin{array}{ll}
 q_{L1} = 300 \times 0,5 / \cos 29,54 & = 172,41 \text{ kg/m} \\
 q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L & \\
 = 1,2 \times 61,08 + 1,6 \times 172,41 & \\
 = 349,15 \text{ kg/m} &
 \end{array}$$

- Perencanaan Pembebanan Dan Gaya Dalam Bordes

Beban mati

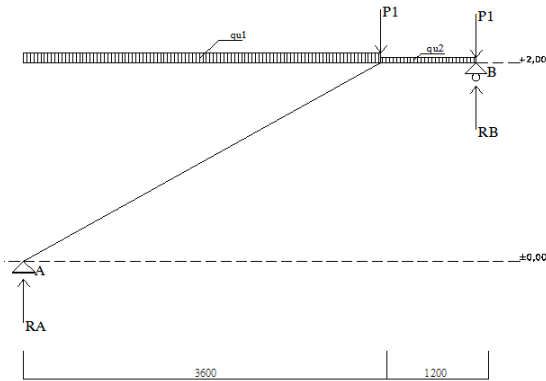
$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat profil} & = 21,32 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat bordes } 0,006 \times 0,5 \times 7850 & = 23,55 \text{ kg/m} + \\
 & = 44,87 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat penyambung } 10\% & = 4,49 \text{ kg/m} + \\
 & q_{D2} = 49,36 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Beban hidup

$$\begin{array}{ll}
 q_{L2} & = 300 \times 0,5 = 150 \text{ kg/m} \\
 q_{U2} & = 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2} \\
 & = 1,2 \times 49,36 + 1,6 \times 150 = 299,23 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$P_1 = 9,3 \times 0,5 = 4,65 \text{ kg}$$



Gambar 4. 13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_B \cdot 4,61 + P_1 \cdot 3,6 + P_1 \cdot 4,9 + qu_1 \cdot 3,6 \cdot 1,8 + qu_2 \cdot 1,2 \cdot 4,2 = 0$$

$$R_B = \frac{4,65 \times 3,6 + 4,65 \times 4,9 + 349,15 \times 3,6 \times 1,8 + 299,23 \times 1,2 \times 4,2}{4,9}$$

$$= 768,17 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A \cdot 4,61 - P_1 \cdot 1,2 - qu_1 \cdot 3,6 \cdot 3 - qu_2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 0$$

$$R_A = \frac{4,65 \times 1,2 + 349,15 \times 3,6 \times 3 + 299,23 \times 1,2 \times 0,6}{4,9}$$

$$= 800,28 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$= R_A + R_B - qu_1 \cdot 3,6 - qu_2 \cdot 1,2 - 2 \cdot P_1$$

$$= 800,28 + 768,17 - 349,15 \cdot 3,6 - 299,23 \cdot 1,2 - 2 \cdot 4,65$$

$$= 0$$

Bidang M

- A - C :

$$\begin{aligned} M_x &= R_A \cdot x - \frac{1}{2} qu_1 \cdot x^2 \\ &= 800,28 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 349,15 \cdot x^2 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_A = 0 \text{ kg.m}$$

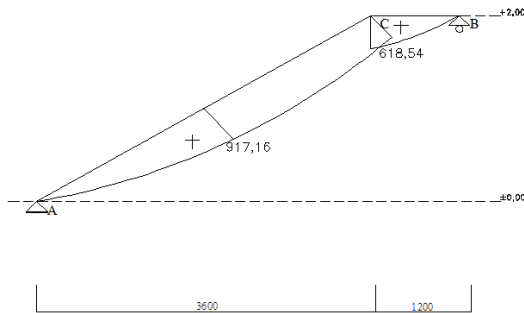
$$\begin{aligned}
 x &= 3,6 \text{ m} \\
 M_C &= 800,28 \cdot 3,6 - \frac{1}{2} \cdot 349,15 \cdot 3,6^2 = 618,54 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\begin{aligned}
 \frac{dM_x}{dx} &= 899,28 - 349,15 \cdot x = 0 \\
 x &= 2,29 \text{ m} \\
 M_{\max} &= 800,28 \times 2,29 - \frac{1}{2} \times 349,15 \times 2,29^2 \\
 &= 917,16 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

• B - C :

$$\begin{aligned}
 M_x &= R_B \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2 - P_1 \cdot x \\
 &= 768,17 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 299,23 \cdot x^2 - 4,65 \cdot x \\
 x &= 0 \text{ m} \\
 M_B &= 0 \text{ kg.m} \\
 x &= 1,2 \text{ m} \\
 M_C &= 768,17 \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot 299,23 \cdot 1,2^2 - 2,29 \cdot 1,2 \\
 &= 618,54 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 14 Bidang Momen Balok Utama Tangga

Bidang D

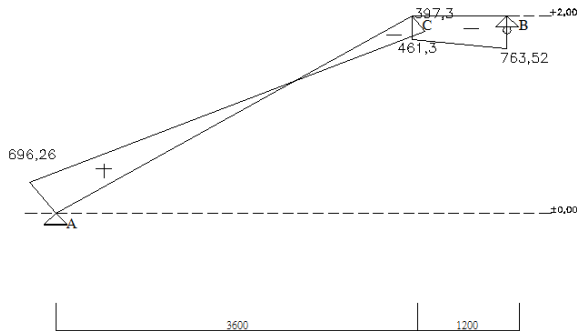
• A - C:

$$\begin{aligned}
 D_x &= R_A \cdot \cos(29,54^\circ) - q_{ul} \cdot x \cdot \cos(29,54^\circ) \\
 &= 800,28 \cdot \cos(29,54^\circ) - 349,15 \cdot x \cdot \cos(29,54^\circ) \\
 x &= 0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_{Aka} &= 800,28 \cdot \cos(29,54^\circ) - 349,15 \cdot 0 \cdot \cos(29,54^\circ) \\
 &= 696,26 \text{ kg} \\
 x &= 3,60 \text{ m} \\
 D_{Cki} &= 800,28 \cdot \cos(29,54^\circ) - 349,15 \cdot 3,6 \cdot \cos(29,54^\circ) \\
 &= -397,3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

• B - C :

$$\begin{aligned}
 D_X &= -R_B + q_{u2} \cdot x + P_1 \\
 &= -768,17 + 299,23 \cdot x + 4,65 \\
 x &= 0 \text{ m} \\
 D_{Bki} &= -768,17 + 299,23 \cdot 0 + 4,65 \\
 &= -763,52 \text{ kg} \\
 x &= 1,2 \text{ m} \\
 D_{Cka} &= -768,17 + 299,23 \cdot 1,2 + 4,65 \\
 &= -461,3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 15 Gaya Lintang Balok Utama Tangga

Bidang N

• A - C :

$$\begin{aligned}
 N_X &= -R_A \cdot \sin(29,54^\circ) + q_{u1} \cdot x \cdot \sin(29,54^\circ) \\
 &= -800,28 \cdot \sin(29,54^\circ) + 349,15 \cdot x \cdot \sin(29,54^\circ) \\
 x &= 0 \text{ m} \\
 N_{Aka} &= -800,28 \cdot \sin(29,54^\circ) + 349,15 \cdot 0 \cdot \sin(29,54^\circ)
 \end{aligned}$$

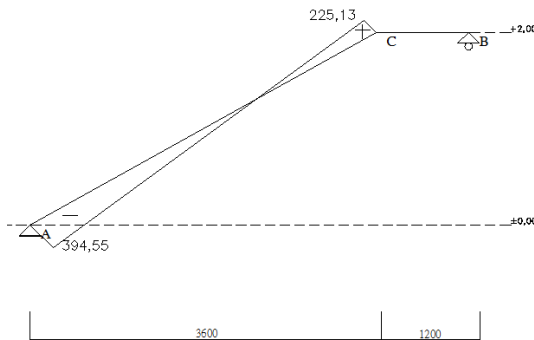
$$= -394,55 \text{ kg}$$

$$x = 3,60 \text{ m}$$

$$N_{CKi} = -800,28 \cdot \sin(29,54^\circ) + 349,15 \cdot 3,6 \cdot \sin(29,54^\circ) \\ = 225,13 \text{ kg}$$

- C – B :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4. 16 Gaya Normal Balok Utama Tangga

- Kontrol penampang Terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$M_p = 200 \cdot 2500 = 500000 \text{ kg. cm} = 5000 \text{ kg. m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 917,16 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 17^2} = 34,48 \text{ cm (Pengaku anak tangga)}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \cdot 2,22 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} \\ &= 110.51 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{bentang pendek, maka } M_n = M_p$$

$$M_p = 200 \cdot 2500 = 500000 \text{ kg. cm} = 5000 \text{ kg. m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 917,16 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{162}{5,5} = 29 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

Kondisi geser plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 200 \cdot 0,55 \cdot 1$$

$$\phi V_n = 14850 \text{ kg}$$

$$V_u = 763,52 \text{ kg} \leq \phi V_n = 14850 \text{ kg} \rightarrow \text{Ok}$$

- Persamaan interaksi tekan – lentur

$$L = \sqrt{360^2 + 200^2} = 411,83 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,70 \text{ (sendi – jepit)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6}{\left(\frac{0,70 \cdot 411,83}{2,22}\right)^2} = 1169,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{F_e} = \frac{2500}{1169,43} = 2,14 \leq 2,25$$

karena $\frac{f_y}{F_e} = 2,14 \leq 2,25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{f_y}{F_e}} \right] f_y \\ &= [0,658^{2,14}] 2500 \\ &= 1021,75 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= A_g \cdot F_{cr} \\ &= 27,2 \cdot 1021,75 \\ &= 27791,54 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_c &= \phi P_n \\ &= 0,9 \cdot 27791,54 \\ &= 25012,38 \text{ kg} \end{aligned}$$

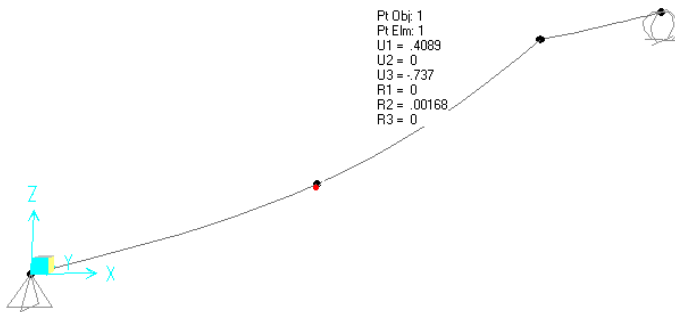
$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &= \frac{394,55}{25012,38} = 0,02 < 0,2 \text{ (Persamaan interaksi 2)} \\ &= \frac{394,55}{2 \times 25012,38} + \left(\frac{917,16}{4500} + 0 \right) \\ &= 0,31 \leq 1,0 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{411,83}{360} = 1,1 \text{ cm}$$

$$f = 0,48 \text{ cm}$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,408 \text{ cm} < 1,1 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$



Gambar 4. 17 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

4.4.5 Balok Penumpu Tangga

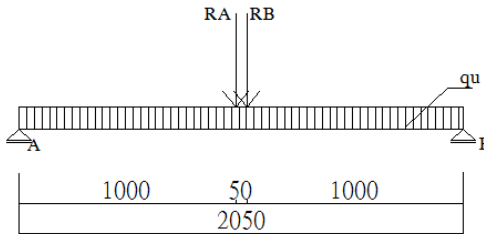
Balok utama penumpu tangga direncanakan memakai profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,23 cm
bf	= 100 mm	iy	= 2,22 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 200 cm ³
tw	= 5,5 mm	Zy	= 41 cm ³
A	= 27,2 cm ²	Sx	= 184 cm ³
q	= 21,32 kg/m	Sy	= 27 cm ³
Ix	= 1840 cm ⁴	r	= 11 cm
Iy	= 134 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 162 mm

- **Pembebanan**

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Ra dan Rb) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu

pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang- berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 18 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 800,28 \text{ kg}$$

$$R_b = 768,17 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Berat profil} = 21,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 2 \times 250 = 500 \text{ kg/m} +$$

$$= 521,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = 52,132 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 573,452 \text{ kg/m}$$

- Reaksi Perletakan

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_{vB} \cdot 2,05 + R_a \cdot 1 + R_b \cdot 1,05 + \frac{1}{2} \cdot 2,05 \cdot q \cdot 2,05 = 0$$

$$R_{vB} = \frac{800,28 \cdot 1 + 768,17 \cdot 1,05 + \frac{1}{2} \cdot 2,05 \cdot 573,32 \cdot 2,05}{2,05}$$

$$= 1371,62 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_{vA} \cdot 2,05 - R_b \cdot 1 - R_a \cdot 1,05 - \frac{1}{2} \cdot 2,05 \cdot q \cdot 2,05 = 0$$

$$R_{vA} = \frac{768,17 \cdot 1 + 800,28 \cdot 1,05 + \frac{1}{2} \cdot 2,05 \cdot 573,32 \cdot 2,05}{2,05}$$

$$= 1372,62 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= R_{vA} + R_{vB} - R_a - R_b - q \times 3 \\ &= 1371,62 + 1372,62 - 800,28 - 768,17 \\ &\quad - (573,32 \times 2,05) \\ &= 0 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned}M_{\max} &= R_{vA} \times 1,025 - R_a \times 0,025 - \frac{1}{2} \times q \times 1,025^2 \\ &= 1371,62 \times 1,025 - 800,27 \times 0,025 \\ &\quad - \frac{1}{2} \times 573,452 \times 1,025^2 \\ &= 1085,47 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

- Gaya geser

$$V_U = - R_{vB} = - 1371,62 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil Terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x f_y$$

$$M_p = 200 \cdot 2500 = 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 5000 \geq 1085,47 \text{ kg.m}$$

$$4500 \text{ kg.m} \geq 1085,47 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 100 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \cdot 2,22 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}}$$

$$= 110,5 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{bentang pendek, maka } M_n = M_p$$

$$M_p = 200 \cdot 2500 = 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 1085,47 \text{ kg.m} \quad \text{OK}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} ; C_v = 1,0$$

$$\frac{162}{5,5} = 29 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 2 \cdot 10^6}{2500}} = 69,57 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

Kondisi geser plastis

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi 0,6 f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2500 \cdot 20,0 \cdot 0,55 \cdot 1$$

$$\emptyset V_n = 14850 \text{ kg}$$

$$V_u = 1371,62 \text{ kg} \leq \emptyset V_n = 14850 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

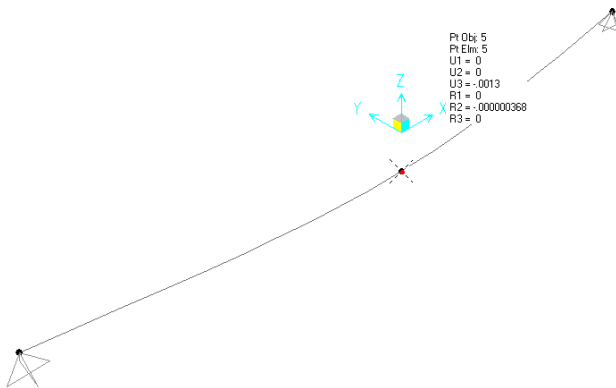
- Kontrol lendutan

$$L = 205 \text{ mm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{205}{360} = 0,6 \text{ cm}$$

$$f = 0,13 \text{ cm}$$

$$f < f_{ijin} \rightarrow 0,13 \text{ cm} < 0,6 \text{ cm} \quad \text{OK}$$



Gambar 4. 19 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PEMODELAN STRUKTUR

5.1 Umum

Dalam suatu perencanaan struktur gedung, perhitungan terhadap semua beban yang terjadi wajib dilakukan. Perhitungan beban harus memperhitungkan beban yang terjadi antara lain beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa. Pembebanan ini dihitung berdasarkan SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural dan SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung.

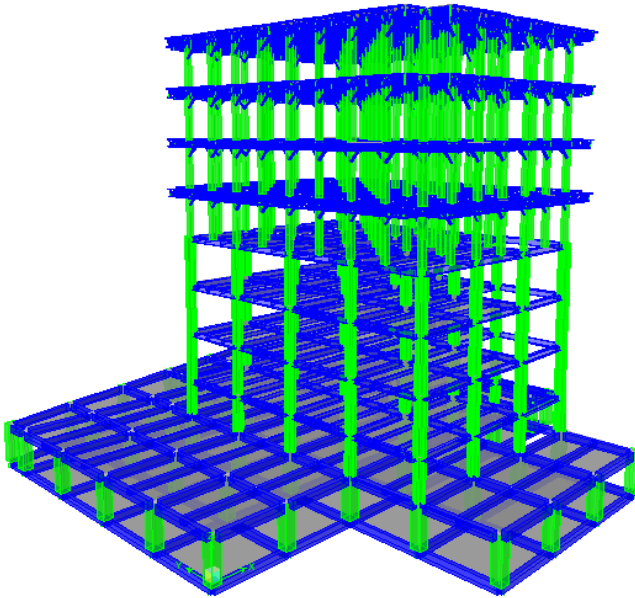
5.2 Pembebanan Struktur Utama

5.2.1 Data Gedung

Data gedung yang diperlukan dalam perhitungan antara lain:

Mutu baja hot rolled	: BJ 41 $f_y = 250 \text{ MPa}$ $f_u = 410 \text{ MPa}$
Mutu baja cold formed	: BJ 41 $f_y = 250 \text{ MPa}$ $f_u = 410 \text{ MPa}$
Mutu beton (f_c')	: 30 MPa
Tinggi tiap lantai	: 4 m
Tebal pelat atap	: 9 cm
Tebal pelat lantai	: 9 cm
Jenis tanah	: tanah lunak (SE)
Faktor keutamaan gedung (I)	: 1

Pemodelan struktur gedung Graha DCP ini dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5. 1 Pemodelan Struktur Gedung Yang Direncanakan

5.2.2 Beban Mati

Pelat Lantai

- Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
- Berat ducting dan plumbing	= 40	kg/m ²
- Berat keramik t=2 cm=2x24	= 48	kg/m ²
- Berat spesi t=2 cm=2x21	= 42	kg/m ²
	<hr/>	
q_{Dtotal}	= 148	kg/m ²

Berat Sendiri Profil Baja

Berat sendiri profil baja sudah dihitung otomatis oleh program bantu ETABS dalam perencanaan struktur utama

5.2.3 Beban Hidup

Beban Hidup Atap (qL)	= 100 kg/m ²
Beban Hidup perkantoran (qL)	= 250 kg/m ²
Beban Hidup Parkir (qL)	= 800 kg/m ²

5.3 Beban Gempa Dinamis

Pada perencanaan struktur ini direncanakan jumlah lantai 10 tingkat dengan ketinggian 35,1m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726-2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.3.1 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

5.3.2 Parameter Respon Spektrum

1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan Gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan yang dirancang masuk kedalam kategori resiko II.

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Berdasarkan Kategori gempa yang didapat maka dari SNI 1726:2012 Tabel 2 dapat ditentukan Faktor Keutamaan Gempanya yaitu $I_e = 1$

3. Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Nilai parameter percepatan gempa didapat dari peta zonasi gempa pada untuk Jakarta didapat nilai $S_s = 0,686g$ dan $S_1 = 0,3g$.

4. Menentukan Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726:2012 pasal 5.3 untuk menentukan klasifikasi situs dapat ditentukan salah satunya dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT.

Tabel 5. 1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

No	Kedalaman	Tebal (di)	N-SPT (Ni)	di/Ni
	m	m		
1	0			
2	1.5	1.5	3	0.50
3	3.5	2	4	0.50
4	5.5	2	3	0.67
5	7.5	2	4	0.50
6	9.5	2	3	0.67
7	11.5	2	2	1.00
8	13.5	2	4	0.50
9	15.5	2	3	0.67
10	17.5	2	60	0.03
Total		17.5		5.03
			N	3.48

Dari perhitungan nilai N rata- rata pada tabel 5.1 diperoleh jenis tanah kategori **tanah lunak**.

5. Menentukan Koefisien Situs

Berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726:2012 dapat diketahui nilai $F_a=1,32$ dan $F_v=2,8$

6. Menghitung Parameter Percepatan Desain Spektral

Sebelum menentukan parameter percepatan desain spektral perlu dihitung nilai parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{MI}) dengan

persamaan pada SNI 1726:2012 Pasal 6.2 persamaan (5) dan (6). Selanjutnya nilai SDS dan SDI dapat dicari pada SNI 1726:2012 Pasal 6.3 persamaan (7) dan (8).

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,33 \times 0,686 \text{ g} = 0,912 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,80 \times 0,30 \text{ g} = 0,841 \text{ g}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,912 \text{ g} = 0,608 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,841 \text{ g} = 0,560 \text{ g}$$

7. Menentukan parameter struktur faktor reduksi gempa (R)

Gedung ini direncanakan dengan koefisien modifikasi respon (R) = 4.5

8. Analisa model respon spectrum

Untuk grafik respons spektrum rencana, penggambarannya mengikuti ketentuan SNI 1726:2012 Pasal 6.4 berikut :

- Batasan Periode

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,56}{0,608} = 0,184 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,56}{0,608} = 0,922 \text{ detik}$$

- Respon spektrum percepatan desain saat $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Misalkan saat $T = 0$ detik maka S_a :

$$S_a = 0,607 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,184} \right) = 0,243 \text{ g}$$

- Respon spektrum percepatan desain saat $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} = 0,607 \text{ g}$$

- Respon Spektrum Percepatan Desain saat $T \geq T_s$

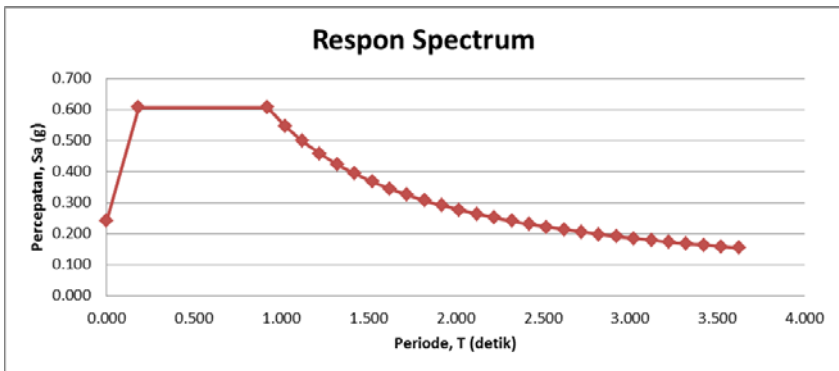
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Tabel 5. 2 Nilai (T) dan (Sa)

No	Periode	Sa
1	0.000	0.243
2	0.184	0.608
3	0.922	0.608
4	1.022	0.548
5	1.122	0.499
6	1.222	0.459
7	1.322	0.424
8	1.422	0.394
9	1.522	0.368
10	1.622	0.345
11	1.722	0.325
12	1.822	0.308
13	1.922	0.292
14	2.022	0.277
15	2.122	0.264
16	2.222	0.252
17	2.322	0.241
18	2.422	0.231
19	2.522	0.222
20	2.622	0.214
21	2.722	0.206
22	2.822	0.199
23	2.922	0.192
24	3.022	0.185
25	3.122	0.179
26	3.222	0.174
27	3.322	0.169
28	3.422	0.164
29	3.522	0.159
30	3.622	0.155

9. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan 7 pada SNI 1726:2012 dilihat dari kategori resiko yang didapat pada tinjauan sebelumnya maka diketahui bangunan termasuk kategori desain seismic D untuk kedua parameter S_{DS} dan S_{D1} .



Gambar 5. 2 Hasil Grafik Spektrum Respon Desain

Nilai spektrum respons tersebut harus dikalikan dengan suatu factor skala (*scale factor*) yang besarnya = $g \times I_e/R$

Keterangan : g = percepatan grafitasi ($g = 9,81 \text{ m/det}$)

$Scale\ factor = 9,81 \times 1 / 4,5 = 2,18$, karena gempa dua arah yaitu arah x,y maka beban gempa didistribusikan 100% kearah x dan 30% kearah y jika ditinjau dari sumbu x dan sebaliknya. Sehingga scale factor arah x = 2.18 dan scale factor arah y = $0,3 \times 2,18 = 0,654$

5.4 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 9.7.2, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan- SNI 03-1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

5.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan program Etabs 9.7.2 untuk mengetahui hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.3. Dari tabel 5.3 didapat partisipasi massa arah X sebesar 98,25% pada moda ke 10 dan partisipasi massa arah Y sebesar 98,33% pada moda ke 10. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

Tabel 5. 3 Rasio Partisipasi Massa

Mode	Period	SumRX	SumRY
1	0.911057	0.1127	94.5601
2	0.868069	95.8851	94.7468
3	0.750375	96.4761	96.2978
4	0.196825	96.4818	97.3305
5	0.194753	97.3832	97.3381
6	0.171394	97.3844	97.3522
7	0.116461	97.3864	98.2519
8	0.114658	98.2514	98.2542
9	0.100546	98.2518	98.2706
10	0.072969	98.2518	98.3303

5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atasnya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} . Struktur gedung memiliki tinggi 34.1 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja pemikul momen sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0488$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 34,1 \text{ m}$$

maka :

$$T = 0,0488 \times 34,1^{0,75} = 0,689 \text{ detik}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,608$, maka :

$$C_u \times T = 1,4 \times 0,689 = 0,964 \text{ detik}$$

Dari hasil analisis Etabs didapatkan periode dan frekuensi struktur sesuai tabel 5.4.

Tabel 5. 4 Perioda dan Frekuensi Struktur Gedung

Mode	Period
1	0.911057
2	0.868069
3	0.750375
4	0.196825
5	0.194753
6	0.171394
7	0.116461
8	0.114658
9	0.100546
10	0.072969

Dari tabel 5.4 didapat nilai T, berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T lebih kecil dari $C_u \times T$. Jadi analisis struktur masih memenuhi syarat SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726-2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,608}{\left(\frac{4,5}{1}\right)} = 0,135$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,56}{1,26\left(\frac{4,5}{1}\right)} = 0,099 < 0,135 \quad (\text{OK})$$

Maka diambil $C_s = 0,099$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,608 \times 1 \\ &= 0,027 < 0,099 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung adalah :

Tabel 5. 5 Reaksi Dasar Struktur Gedung

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX
ALL	295621.1	2956210.863	295621.0863

Dari tabel 5.5 didapat berat total struktur gedung adalah 2956210,863 kg. Maka :

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\ &= 0,099 \times 2956210,863 \text{ kg} \\ &= 292179,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program Etabs didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) untuk gedung dapat dilihat pada tabel :

Tabel 5. 6 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Gedung

Story	Point	Load	FX	FY
BASE	1	RSPX	1237869	
BASE	1	RSPY		1161707

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\
 427950 \text{ kg} &> 85\% \times 292179,99 \text{ kg} \\
 427950 \text{ kg} &> 248353 \text{ kg} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\
 367366,04 \text{ kg} &> 85\% \times 292179,99 \text{ kg} \\
 367366,04 \text{ kg} &> 248353 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur masih memenuhi persyaratan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.

5.4.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung- defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ s dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan di bawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

Δ_a = $0,020h_{yx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa
Arah X

Lantai	Elevasi (m)	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	Simpangan diperbesar (mm)	Simpangan antar lantai (mm)	Simpangan ijin antar lantai (mm)	Ket
i	hi	hsx	δ_e	δ	Δ	Δa	
		hi-h(i-1)		$\delta_e \times Cd$	$\Delta i - \Delta(i-1)$	$0,02^* h_{sx}$	
basement	0	0	0	0	0	0	OK
ground	3.1	3.1	0.089	0.354	0.354	62	OK
1	6.1	3	3.337	13.350	12.995	60	OK
2	10.1	4	12.128	48.512	35.162	80	OK
3	14.1	4	22.035	88.142	39.630	80	OK
4	18.1	4	30.272	121.087	32.946	80	OK
5	22.1	4	33.943	135.771	14.684	80	OK
6	26.1	4	36.916	147.662	11.891	80	OK
7	30.1	4	39.089	156.356	8.694	80	OK
8	34.1	4	40.449	161.795	5.439	80	OK

Tabel 5. 8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa
Arah Y

Lantai	Elevasi (m)	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	Simpangan diperbesar (mm)	Simpangan antar lantai (mm)	Simpangan ijin antar lantai (mm)	Ket
i	hi	hsx	δ_e	δ	Δ	Δa	
		hi-h(i-1)		$\delta_e \times Cd$	$\Delta i - \Delta(i-1)$	$0,02^* h_{sx}$	
basement	0	0	0	0	0	0	OK
ground	3.1	3.1	0.069	0.276	0.276	62	OK
1	6.1	3	3.486	13.946	13.670	60	OK
2	10.1	4	12.399	49.596	35.650	80	OK
3	14.1	4	22.197	88.786	39.190	80	OK
4	18.1	4	30.355	121.419	32.633	80	OK
5	22.1	4	34.820	139.280	17.861	80	OK
6	26.1	4	38.610	154.440	15.160	80	OK
7	30.1	4	41.360	165.440	11.000	80	OK
8	34.1	4	43.013	172.052	6.612	80	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

5.5 Kontrol Penerimaan Pemodelan Struktur

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu Eatabs, untuk membuktikan hasil

[illegible]

Tabel 5. 10 Perhitungan Beban Pelat Lantai

item	jumlah	P	L	t	luas	bj	berat	total
		m	m	m	m ²	kg/m ³	kg	kg
plat cfs 9cm	4	6	6	0.09	36	2400	7776	31104
plat hr 9cm	4	6	6	0.09	36	2400	7776	31104
total								62208

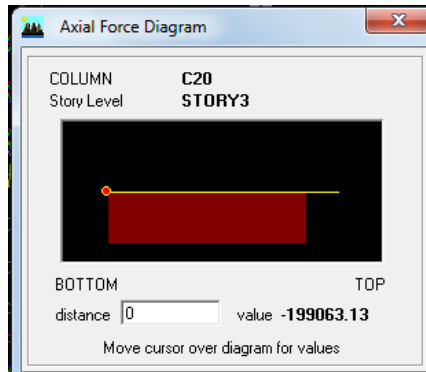
Tabel 5. 11 Perhitungan Balok

item	jumlah	P	berat	total/lantai	total
		m	kg/m	kg	kg
balok canal	4	1	179.66	718.64	2874.56
balok induk	4	6	128.35	3080.4	12321.6
balok anak	4	6	36.7	880.8	3523.2
bracing	1	1	75.215	75.215	300.86
total					19020.22

Tabel 5. 12 Perhitungan Kolom

item	jumlah	P	berat	total
		m	kg/m	kg
kolom box	4	4	204.8793	3278.068
kolom kc	3	4	420.748	5048.976
	1	3	420.748	1262.244
total				9589.288

Sehingga didapatkan berat total struktur (Q + L) adalah
 117532,8 kg + 62208 kg + 19020,22 kg + 9589,288 kg
 = 208350,31 kg



Gambar 5. 4 Hasil Output Beban Mati + Hidup dari Kolom yang Ditinjau

Hasil beban mati dan hidup (D+L) dari Etabs adalah 199063,13 kg. selisih antara perhitungan manual dengan hasil output dari Etabs adalah sebagai berikut :

$$208350,31 \text{ kg} - 199063,13 \text{ kg} = 9287,178 \text{ kg}$$

$$(9287,178 \text{ kg} / 208350,31 \text{ kg}) \times 100\% = 5 \%$$

(Pemodelan struktur dapat diterima)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Perencanaan Elemen Struktur Primer

6.1.1 Balok Induk WF

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13

$$\begin{array}{lll} W & = 66 \text{ kg/m} & r = 16 \text{ mm} \quad h_w = 400 - 2(13 + 16) \\ A & = 84,12 \text{ cm}^2 & Z_x = 1286 \text{ cm}^3 \quad = 342 \text{ mm} \\ t_w & = 8 \text{ mm} & i_y = 4,54 \text{ cm} \quad b_f = 200 \text{ mm} \\ t_f & = 13 \text{ mm} & I_x = 23700 \text{ cm}^4 \quad L = 600 \text{ mm} \\ d & = 400 \text{ mm} & I_y = 1740 \text{ cm}^4 \end{array}$$

- a. Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} Mu & = 15239 \text{ kgm} \quad f = 0.38 \text{ cm} \\ Vu & = 4662,9 \text{ kg} \\ Nu & = 10461 \text{ kg} \end{array}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.75 \leq 106.35 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1286 = 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 32150 \\ &= 28935 \text{ kgm} > 15239 \text{ kgm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga

$L_b = 200 \text{ cm}$.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 4,54 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 226,003 \text{ cm}$$

$L_b \leq L_p \rightarrow 200 \text{ cm} \leq 226.003 \text{ cm} \rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1286 = 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 32150 \\ &= 28935 \text{ kgm} > 15239 \text{ kgm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75 ;$$

$$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 42,75 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (40 \times 0.8) \times 1.00 = 48000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.9 \times 48000 \\ &= 43200 \text{ kg} > 4663 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis Etabs didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0.38 \text{ cm}$$

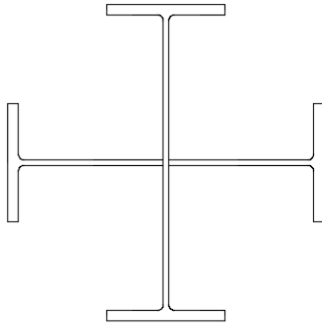
$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.38 \text{ cm} \leq 1.67 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

6.1.2 Kontrol Dimensi Kolom Lantai 1-4

Kolom menggunakan profil *King Cross* 700x300x13x24 dengan mutu baja BJ 41, dimana nilai $f_y = 250 \text{ MPa}$ dan $f_u = 410 \text{ MPa}$. Tinggi per lantai = 4 m.

Data profil :

W	= 369,7 kg/m	ix	= 21,21 cm
d	= 700 mm	iy	= 21,65 cm
bf	= 300 mm	Ix	= 211800 cm ⁴
tw	= 13 mm	Iy	= 220791 cm ⁴
tf	= 24 mm	Sx	= 6051,4 cm ³
h	= 291,5 mm	Sy	= 6193,3 cm ³
A	= 471 cm ²	Zx	= 6248,79 cm ³
r	= 28 mm	Zy	= 2950,65 cm ³



Gambar 6. 1 Penampang Kolom *King Cross* 700x300x13x24

- a. Dari hasil analisa Etabs pada kolom frame didapatkan nilai gaya dalam maksimum sebagai berikut :

$$P_u = 264929,96 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 3282666,3 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 3423358,2 \text{ kg.cm}$$

- b. Kuat Nominal Tekan Kolom

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$K = 1$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 2000000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 \cdot 400 \text{ cm}}{21,65 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$= 57826,321 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500 \text{ kg/cm}^2}{57826,321 \text{ kg/cm}^2} = 0.043 \leq 2.25, \text{ digunakan rumus :}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = [0.658^{0.043}] \times 2400 = 2455,17 \text{ kg/cm}^2$$

Maka :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$\begin{aligned}
 &= 2455,17 \text{ kg/cm}^2 \cdot 471 \text{ cm}^2 \\
 &= 1156384,582 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Momen Nominal Kolom

- Kontrol Penampang Kolom terhadap Tekuk Lokal

Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{291,5}{14} = 22,423$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 24} = 6,25$$

$$\lambda_{pf} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,84$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= F_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6248,79 \text{ cm}^3 \\
 &= 15621970 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned}
 0,9 \cdot 15621970 \text{ kg.cm} &\geq 3282666 \text{ kg.cm} \\
 14059773 \text{ kg.cm} &\geq 3282666 \text{ kg.cm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Kolom terhadap Tekuk Lateral
Jarak penahan lateral :

$$\begin{aligned}
 L_b &= \text{tinggi kolom} - \text{tinggi balok} \\
 &= 400 \text{ cm} - 40 \text{ cm} \\
 &= 360 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 1.76 \cdot 21,65 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}}$$

$$= 1077,744 \text{ cm}$$

Karena $L_b \leq L_p$, penampang termasuk dalam bentang pendek, sehingga $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6248,79 \text{ cm}^3$$

$$= 15621970 \text{ kg.cm}$$

d. Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \cdot 15621970 \text{ kg.cm} \geq 3282666 \text{ kg.cm}$$

$$14059773 \text{ kg.cm} \geq 3282666 \text{ kg.cm} \quad (\text{OK})$$

e. Kekuatan Lentur Orde Kedua

$$M_{rx} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt}$$

Dimana :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$$

$$P_{e story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

$$R_M = 1 - 0,15 (P_{mf} / P_{story})$$

- Arah Sumbu X

$$\alpha_{DFBK} = 1$$

$$\alpha_{DKI} = 1,6$$

$$K_1 = 1$$

- Kontrol Momen terhadap Beban Gravitasi

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut :

$$M_1 = 7836 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = 31368 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nt} &= 31368 \text{ kg.cm} \\
 M_{lt} &= 2858819 \text{ kg.cm} \\
 C_m &= 0.50 \\
 P_{el} &= 26129777,65 \text{ kg} \\
 P_r &= 264929,96 \text{ kg} \\
 B_1 &= 0.505 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0
 \end{aligned}$$

- Kontrol Momen terhadap Beban Lateral

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_{story} &= 276559,68 \text{ kg} \\
 P_{mf} &= 0 \\
 R_M &= 1 \\
 \Delta_H &= 3,7 \text{ mm} \\
 H &= 8646,57 \text{ kg} \\
 L &= 4000 \text{ mm} \\
 P_{e \text{ story}} &= 9347643,24 \text{ kg} \\
 B_2 &= 1,03 \geq 1, \text{ maka digunakan } 1,03
 \end{aligned}$$

- Momen terfaktor pada sumbu X

$$\begin{aligned}
 M_{rx} &= B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \\
 &= 1 \cdot 31368 \text{ kg.cm} + 1,03 \cdot 2858819 \text{ kg.cm} \\
 &= 2977346,826 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

- Arah Sumbu Y

$$\begin{aligned}
 \alpha_{DFBK} &= 1 \\
 \alpha_{DKI} &= 1,6 \\
 K_1 &= 1
 \end{aligned}$$

- Kontrol Momen terhadap Beban Gravitasi

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 525365 \text{ kg.cm} \\
 M_2 &= 704036 \text{ kg.cm} \\
 M_{nt} &= 704036 \text{ kg.cm} \\
 M_{lt} &= 1599930 \text{ kg.cm} \\
 C_m &= 0.30 \\
 P_{el} &= 272389997,8 \text{ kg} \\
 P_r &= 264929,96 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$B_1 = 0.304 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0$$

- Kontrol Momen terhadap Beban Lateral

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut :

$$P_{story} = 245903 \text{ kg}$$

$$P_{mf} = 0$$

$$R_M = 1$$

$$\Delta_H = 3.3 \text{ mm}$$

$$H = 3782,56 \text{ kg}$$

$$L = 4000 \text{ mm}$$

$$P_{e \text{ story}} = 4584921,212 \text{ kg}$$

$$B_2 = 1.06 \geq 1, \text{ maka digunakan } 1.06$$

- Momen terfaktor pada sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{ry} &= B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} \\ &= 1 \cdot 704036 \text{ kg.cm} + 1,06 \cdot 1599930 \text{ kg.cm} \\ &= 2394638,146 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

f. Kekuatan Aksial Orde Kedua

$$P_{nt} = 264929,96 \text{ kg}$$

$$P_{lt} = 26360,78 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \\ &= 264929,96 \text{ kg} + 1,06 \cdot 26360,78 \text{ kg} \\ &= 292784,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

g. Kontrol Interaksi Aksial Momen

$$P_r = 292784,67 \text{ kg}$$

$$P_c = 0.9 \cdot P_n = 0,9 \cdot 1156384,58 \text{ kg} = 1040746,124 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{292784,67 \text{ kg}}{1040746,124 \text{ kg}}$$

$= 0.28 > 0.2$, maka digunakan rumus interaksi :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{292784,67}{1040746,124} + \frac{8}{9} \left(\frac{2977346,826}{14059773} + \frac{2394638,146}{14059773} \right) \leq 1.0$$

$$0.67 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

Jadi, profil *King Cross* 700 x 300 x 13 x 24 dapat digunakan sebagai profil kolom.

6.1.3 Kontrol Dimensi Kolom Lantai 5-8

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan kolom bok berongga dengan dimensi 300 x 300 x 16 dengan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} d &= 300 \text{ mm} & I_x &= 22100 \text{ cm}^4 \\ b_f &= 300 \text{ mm} & I_y &= 22100 \text{ cm}^4 \\ t_w &= 16 \text{ mm} & i_x &= 13,4 \text{ cm} \\ t_f &= 16 \text{ mm} & i_y &= 13,4 \text{ cm} \\ A &= 179,8 \text{ cm}^2 & h &= 268 \text{ mm} \\ Z_x &= 1470 \text{ cm}^3 & f_y &= 250 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis Etabs didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

$$P_u = 125983,55 \text{ kg}$$

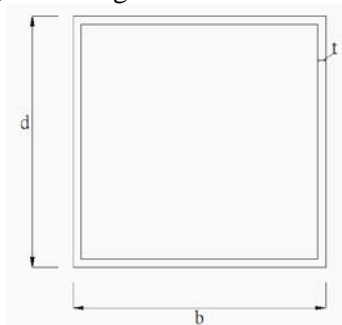
$$M_{ux} = 15908,4 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 14948,8 \text{ kgm}$$

Bahan :

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6. 2 Penampang Kolom Profil Box $300 \times 300 \times 16 \times 16$

- a. Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{\min} = 300 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 6,19 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (OK)}$$

- Kuat nominal tekan kolom

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 16} = 9,38$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,38 \leq 63.92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

$$K = 1$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 2000000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1 \cdot 400 \text{ cm}}{13,4 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$= 2215,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500 \text{ kg/cm}^2}{3692,34 \text{ kg/cm}^2} = 0.67 \leq 2.25, \text{ digunakan rumus :}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = [0.658^{0.67}] \times 2400 = 1883,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_p = f_{cr} A_s$$

$$P_p = 21883,06 \times 179,8$$

$$P_p = P_{no} = 616816,25 \text{ kg}$$

b. Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 16} = 9,38$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 31.68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,38 \leq 31.68 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1470 = 3675000 \text{ kgcm}$
 $= 35750 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 103000 = 92700 \text{ kgm} \geq 15908,4 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom- d_{balok}
 $L_b = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 13,4 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 861,199 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 360 \text{ cm} \leq 861,199 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 1470 = 36570000 \text{ kgcm}$
 $= 36570 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 36570 = 33075 \text{ kgm} \geq 15908,4 \text{ kgm}$$

c. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}}$$

• Arah sumbu X :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut:

$$M_1 = 749,6 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 1183,9 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0.34$$

$$P_{e1} = 11424067 \text{ kg}$$

$$B_1 = 0.35 < 1.0 \text{ maka digunakan } 1.0$$

- Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut:

$$P_{story} = 133819,25 \text{ kg}$$

$$P_{e_story} = 145184,6 \text{ kg}$$

$$B_2 = 1.1 \geq 1.0 \text{ maka digunakan } 1,1$$

- Momen terfaktor pada sumbu X

$$M_{rx} = (1.0 \times 1183,9) + (1.1 \times 15908,4)$$

$$= 18709,51 \text{ kgm}$$

- Arah sumbu Y :
 - Kontrol momen terhadap beban gravitasi
Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut:
 $M_1 = 749,6 \text{ kgm}$
 $M_2 = 14948 \text{ kgm}$
 $C_m = 0.57$
 $P_{e1} = 11424067 \text{ kg}$
 $B_1 = 0.58 < 1.0$ maka digunakan 1.0
 - Kontrol momen terhadap beban lateral
Dari Etabs diperoleh output sebagai berikut:
 $P_{\text{story}} = 114525 \text{ kg}$
 $P_{e \text{ story}} = 646181,21 \text{ kg}$
 $B_2 = 1,2 \geq 1.0$ Maka digunakan 1,2
 - Momen terfaktor pada sumbu Y
 $M_{ry} = (1.0 \times 14948) + (1.2 \times 14948,8)$
 $= 33107,62 \text{ kgm}$
- Kuat aksial orde kedua
 $P_r = (109220) + (1.2 \times 125983,55)$
 $= 217149,66 \text{ kg}$

d. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{217149,66}{0.90 \times 280277,73} = 0.85 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

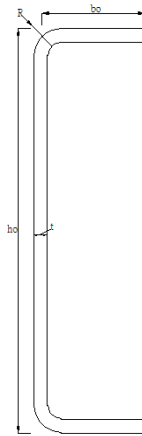
$$\frac{217149,66}{0.90 \times 289277,7} + \frac{8}{9} \left(\frac{18709,518}{33075} + \frac{33107,62}{33075} \right) = 0.95$$

$$0,95 \leq 1.00 \text{ (OK)}$$

6.1.4 Balok Rangka Batang Profil C

Balok memanjang direncanakan menggunakan profil C 300x65x8

h	$= 300 \text{ mm}$	r_y	$= 17 \text{ mm}$
b	$= 65 \text{ mm}$	r_x	$= 107,5 \text{ mm}$
t	$= 8 \text{ mm}$	K_x	$= 1$
r	$= 4,8 \text{ mm}$	K_y	$= 1$
L_x	$= 3000 \text{ mm}$	F_y	$= 250 \text{ Mpa}$
L_y	$= 3000 \text{ mm}$	E	$= 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 6. 3 Penampang Profil C 300x65x8

- a. Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_{ux} = 7102166 \text{ Nmm}$$

$$M_{uy} = 145333 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 949,1 \text{ N}$$

$$P_u = 1014,14 \text{ N}$$

- b. Kontrol dimensi

Lebar sayap dengan ketebalan

$$\frac{w}{t} < 60$$

$$52,2/8 = 6,525 < 60$$

Tinggi badan dengan ketebalan

$$\frac{h}{t} < 200$$

$$274,8/8 = 34,35 < 200$$

- c. Menentukan lebar efektif penampang

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Lebar efektif pada sayap

$$b \text{ (sayap)} = b_o - t - r = 65 - 8 - 4,8 = 52,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{52,2}{8} \right) \sqrt{\frac{63,19}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 52,2 \text{ mm}$$

$$b \text{ (badan)} = h - t - r = 300 - 8 - 4,8 = 274,4 \text{ mm}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{274,4}{8} \right) \sqrt{\frac{63,19}{200000}}$$

$$\lambda = 0,32$$

Karena $\lambda = 0,32 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 274,4 \text{ mm}$$

- d. Luas penampang efektif

$$A = 2 \cdot w \cdot t + 2 \left[\frac{1}{4} \pi \left((R + t)^2 - R^2 \right) \right] + w \cdot t$$

$$A = 2 \cdot 52,2 \cdot 8 + 2 \left[\frac{1}{4} \pi \left((4,8 + 8)^2 - 8^2 \right) \right] + 274,4 \cdot 8$$

$$A = 3251,57 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = A - (2(w - \rho \cdot w)t) - ((w - \rho \cdot w)t)$$

$$A_{eff} = 3251,57 - (2(52,2 - 1.52,2)8) - ((274,4 - 1.274,4)8)$$

$$A_{eff} = 3251,57 mm^2$$

- e. Momen inersia penampang

$$I_x = 37546768 mm^4$$

$$I_x = 936744 mm^4$$

- f. Dengan menggunakan software CFS maka didapatkan :

$$A = 3251,57 mm^2$$

$$A_{eff} = 3251,57 mm^2$$

$$I_x = 37546768 mm^4$$

$$I_x = 936744 mm^4$$

$$r_y = 17,09 mm$$

$$r_x = 105,38 mm$$

$$x_o = 26,66 mm$$

$$x1 = 8,96 mm$$

$$J = 78806,3 mm^4$$

$$C_w = 19 \times 10^9 mm^6$$

- g. Tegangan tekuk nominal harus diambil yang terkecil dari :

- Elastis flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$

$$(F_e) = \frac{\pi^2 200000}{(1.3000 / 17)^2}$$

$$(F_e) = 63,2 Mpa$$

- Elastis torsional-flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 2532,6 \text{ Mpa}$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = 112,7 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2$$

$$\beta = 0,937$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right)$$

$$J = 78806,3 \text{ mm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = 76923,1 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{t a_0^2 b_0^3}{12} \left(\frac{3b_0 + 2a_0}{6b_0 + a_0} \right)$$

$$C_w = 19 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 247,42 \text{ Mpa}$$

$$(F_e) = 245,77 \text{ Mpa}$$

Jadi (Fe) yang menentukan adalah 63,2 Mpa

h. Desain flexural buckling

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n = 3251,57.63,2$$

$$P_n = 205451 N$$

$$P_n = 20,55 \text{ ton}$$

(Menentukan)

- i. Desain local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7(w/t^2)} (\text{kips})$$

$$P_n = \frac{A \pi^2 200000}{25,7(52,2/8^2)} (\text{kips})$$

$$P_n = 1341,07 (\text{kips})$$

$$P_n = 608,484 (\text{ton})$$

- j. $P_n = 205451 \text{ N}$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$10141,4 \leq 0,85 \cdot 205451$$

$$10141,4 \leq 174633 \quad (\text{OK})$$

- k. Cek kombinasi aksial dan lentur

$$\Omega_c x P_u / P_n$$

$$1,8 x 10141,4 / 205451$$

$$0,089 \leq 0,15$$

Maka memakai :

$$\frac{\Omega_c x P_u}{P_n} + \frac{\Omega_b x M_x}{M_{nx} \alpha_x} + \frac{\Omega_b x M_y}{M_{ny} \alpha_y} \leq 1$$

- Menentukan M_n :

$$M_{nx} = S_e \cdot f_y$$

$$S_e = S_x = 250341 \text{ mm}^2$$

$$M_{nx} = 250341.250$$

$$M_{nx} = 62585250 \text{ Nmm}$$

$$M_{ny} = S_e \cdot f_y$$

$$S_e = S_y = 28823 \text{ mm}^2$$

$$M_{nx} = 28823.250$$

$$M_{nx} = 7205750 \text{ Nmm}$$

- Menentukan α_x :

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 37546768}{(1.3000)^2}$$

$$P_{Ex} = 8234928 \text{ N}$$

$$a_x = 1 - \frac{\Omega_c \cdot P}{P_{Ex}}$$

$$a_x = 1 - \frac{1,8 \cdot 10141,4}{8234928}$$

$$a_x = 0,99$$

- Menentukan α_y :

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 936744}{(1.3000)^2}$$

$$P_{Ex} = 205451 \text{ N}$$

$$a_x = 1 - \frac{\Omega_c \cdot P}{P_{Ex}}$$

$$a_x = 1 - \frac{1,8 \cdot 10141,4}{205451}$$

$$a_x = 0,91$$

Maka

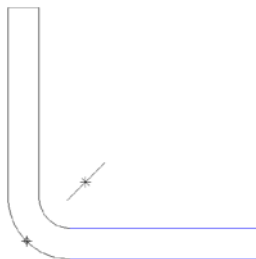
$$\frac{1,8 \times 10141,1}{205451} + \frac{1,8 \times 7102166}{62585250 \times 0,99} + \frac{1,8 \times 145333}{7205750 \times 0,91} \leq 1$$

$$0,53 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

6.1.5 Balok Rangka Batang Profil Siku

Balok rangka direncanakan menggunakan profil L 40x40x8

h	= 40 mm	ry	= 11,83 mm
b	= 40 mm	rx	= 11,83 mm
t	= 8 mm	Kx	= 1
r	= 4,8 mm	Ky	= 1
Lx	= 676,5 mm	Fy	= 250 Mpa
Ly	= 676,5 mm	E	= 200000 Mpa



Gambar 6. 4 Penampang Profil L 40x40x8

- Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada rangka balok adalah sebagai berikut :

$$P_u = 72901,2 \text{ N (tekan)}$$

$$P_u = 59499,5 \text{ N (tarik)}$$

b. Kontrol dimensi

Lebar sayap dengan ketebalan

$$\frac{w}{t} < 60$$

$$27,2/8 = 3,4 < 60$$

c. Menentukan lebar efektif penampang

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Lebar efektif pada sayap

$$b \text{ (sayap)} = b_o - t - r = 40 - 8 - 4,8 = 27,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{27,2}{8} \right) \sqrt{\frac{234,61}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 27,2 \text{ mm}$$

$$b \text{ (badan)} = h - t - r = 40 - 8 - 4,8 = 27,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{27,2}{8} \right) \sqrt{\frac{234,61}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 27,2 \text{ mm}$$

d. Cek kondisi tekan

Dengan menggunakan software CFS maka didapatkan :

$$A = 534,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 534,8 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 74931 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 74931 \text{ mm}^4$$

$$r_y = 11,83 \text{ mm}$$

$$r_x = 11,83 \text{ mm}$$

$$x_o = 8,52 \text{ mm}$$

$$x1 = 8,96 \text{ mm}$$

$$C_w = 53127 \text{ mm}^6$$

$$J = 11409 \text{ mm}^4$$

Tegangan tekuk nominal harus diambil yang terkecil dari :

- Elastis flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$

$$(F_e) = \frac{\pi^2 200000}{(1.676,5 / 11,8)^2}$$

$$(F_e) = 604,3 \text{ Mpa}$$

- Elastis torsional-flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 604,3 \text{ Mpa}$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = 20,8 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2$$

$$\beta = 0,832$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right)$$

$$J = 11409 \text{ mm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = 76923,1 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{t a_0^2 b_0^3}{12} \left(\frac{3b_0 + 2a_0}{6b_0 + a_0} \right)$$

$$C_w = 53127 \text{ mm}^6$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 3789,28 \text{ Mpa}$$

$$(F_e) = 586,32 \text{ Mpa}$$

Jadi (Fe) yang menentukan adalah 586,32Mpa

Desain flexural buckling

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n = 534,8 \times 223,35$$

$$P_n = 119448,1 \text{ N}$$

$$P_n = 11,94 \text{ ton}$$

(Menentukan)

Desain local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A\pi^2 E}{25,7(w/t^2)} (kips)$$

$$P_n = \frac{534,8\pi^2 200000}{25,7(27,2/8^2)} (kips)$$

$$P_n = 812,37 (kips)$$

$$P_n = 368,8 (ton)$$

$$P_n = 119448,1 \text{ N}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$72901,2 \leq 0,85 \cdot 119448,1$$

$$72901,2 \leq 101531 \quad (\text{OK})$$

e. Cek kondisi tarik

$$P_u (\text{tarik}) = 59499,56 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} P_n &= A_g \cdot f_y \\ &= 534,8 \cdot 250 \\ &= 133700 \text{ N} \quad (\text{Menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot k \cdot A_e \cdot f_u \\ &= 0,85 \cdot 0,75 \cdot 534,8 \cdot 410 \\ &= 139783,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$59499,56 \leq 0,85 \cdot 133700$$

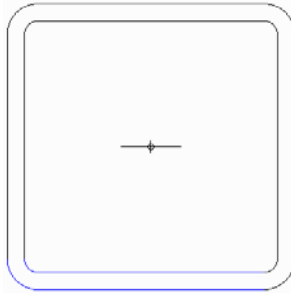
$$59499,56 \leq 113645 \quad (\text{OK})$$

6.1.6 Bracing Profil Box

Balok rangka direncanakan menggunakan profil Box
100x100x6

$$\begin{aligned} h &= 100 \text{ mm} & K_x &= 1 \\ b &= 100 \text{ mm} & K_y &= 1 \\ t &= 6 \text{ mm} & F_y &= 250 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 r &= 4,8 \text{ mm} & E &= 200000 \text{ Mpa} \\
 L_x &= 1060 \text{ mm} \\
 L_y &= 1060 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 5 Penampang Profil Box 100x100x6

- a. Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada bracing adalah sebagai berikut :

$$P_u = 157853 \text{ N}$$

- b. Kontrol dimensi

Lebar sayap dengan ketebalan

$$\frac{w}{t} < 60$$

$$78,4/6 = 13 < 60$$

- c. Menentukan lebar efektif penampang

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Lebar efektif pada sayap

$$b \text{ (sayap)} = b_o - 2(t + r) = 100 - 2(8 + 4,8) = 78,4 \text{ mm}$$

$$k = 1$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{1}} \left(\frac{78,4}{6} \right) \sqrt{\frac{243,85}{200000}}$$

$$\lambda = 0,48$$

Karena $\lambda = 0,48 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 78,4 \text{ mm}$$

$$b \text{ (badan)} = h - 2(t + r) = 100 - 2(6 + 4,8) = 78,4 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{52,2}{8} \right) \sqrt{\frac{234,61}{200000}}$$

$$\lambda = 0,36$$

Karena $\lambda = 0,36 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 78,4 \text{ mm}$$

- d. Dengan menggunakan software CFS maka didapatkan :

$$A = 2175,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 2175,7 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 3145185 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 3145188 \text{ mm}^4$$

$$r_y = 38 \text{ mm}$$

$$r_x = 38 \text{ mm}$$

$$x_o = 0 \text{ mm}$$

$$x1 = 0 \text{ mm}$$

$$J = 5106644 \text{ mm}^4$$

$$C_w = 2509200 \text{ mm}^6$$

- e. Tegangan tekuk nominal harus diambil yang terkecil dari :

- Elastis flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$

$$(F_e) = \frac{\pi^2 200000}{(1.1060/38)^2}$$

$$(F_e) = 2539,6Mpa$$

- Elastis torsional-flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 2539,6Mpa$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = 53,8mm$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2$$

$$\beta = 1$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right)$$

$$J = 5106644mm^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = 76923,1Mpa$$

$$C_w = \frac{t a_0^2 b_0^3}{12} \left(\frac{3b_0 + 2a_0}{6b_0 + a_0} \right)$$

$$C_w = 2509200mm^6$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 62448,31Mpa$$

$$(F_e) = 2539,6 \text{ Mpa}$$

Jadi (Fe) yang menentukan adalah 243,85Mpa

Desain flexural buckling

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n = 2175,7.243,85$$

$$P_n = 530538,9 \text{ N}$$

$$P_n = 53,05 \text{ ton}$$

(Menentukan)

Desain local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7(w/t)^2} (\text{kips})$$

$$P_n = \frac{2175,7 \pi^2 200000}{25,7(78,4/6)^2} (\text{kips})$$

$$P_n = 223,76 (\text{kips})$$

$$P_n = 101 (\text{ton})$$

$$P_n = 530538,9 \text{ N}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$157853 \leq 0,85 \cdot 530538,9$$

$$157853 \leq 450095,8 \quad (\text{OK})$$

6.1.7 Perencanaan Balok Induk 30/50

a. Data Perencanaan

Bentang balok (L balok)	: 6000 mm
Dimensi balok (bw balok)	: 300 mm
Dimensi balok (h balok)	: 500 mm
Kuat tekan beton (f'c)	: 30 MPa

Kuat leleh tulangan lentur (f_y)	: 400 MPa
Kuat leleh tulangan geser (f_{yv})	: 240 MPa
Diameter tulangan lentur (D lentur)	: 19 mm
Diameter tulangan geser (\emptyset geser)	: 13 mm
Diameter tulangan puntir (D puntir)	: 10 mm
Decking	: 50 mm
Faktor β_1	: 0.85

Tinggi efektif balok untuk tulangan 1 lapis :

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{decking} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tul lentur} \\
 &= 500 - 50 - 12 - (\frac{1}{2} \cdot 19) \\
 &= 428.5 \text{ mm} \\
 d' &= h - d \\
 &= 500 - 428.5 \\
 &= 71.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Perencanaan Tulangan Lentur

Dari analisa struktur menggunakan program Etabs, didapatkan hasil – hasil sebagai berikut :

$$M\text{-tumpuan} = 150770000 \text{ Nmm}$$

$$M\text{-lapangan} = 112500000 \text{ Nmm}$$

Penulangan lentur tumpuan :

Cek tulangan rangkap

$$Xb = \frac{600}{600 + f_y} \quad d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 428,5 = 258,3 \text{ mm}$$

$$x \leq 0,75 Xb$$

$$= 0,75 \times 258,3 = 193,7 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0.85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 200}{400} = 1598,3 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot x}{2} \right)$$

$$= 1598,3 \times 400 \times \left(428,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right) = 248056714,3 \text{ N.mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{150770000}{0,9} = 167522222 \text{ N.mm}$$

$M_n - M_{nc} = -80534492,08 \text{ N.mm} < 0 \rightarrow$ (tidak perlu tulangan lentur tekan)

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{150770000}{0,9 \times 300 \times 427,5^2}$$

$$= 3,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,05}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00816$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400}$$

$$= 0,0034$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0034 < 0,00816$$

dipakai $\rho = 0,00816$

Luas Tulangan

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \times 1000 \times d_x$$

$$= 0,00816 \times 1000 \times 427,5$$

$$= 1046,65 \text{ mm}^2$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\ &= \frac{1046,65 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 54,73 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{54,73}{0,8357} = 65,5$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{427,5 - 65,5}{65,5} 0,003$$

$$= 0,016 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

Dipasang tulangan lentur negatif 5 D19

(As pasang = 1418 mm^2)

Dipasang tulangan lentur positif 3 D19

(As pasang = 851 mm^2)

Kontrol Jarak tulangan :

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, Spasi bersih minimum antara batang tulangan yang sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25 mm.

$$\frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi \text{sengkang}) - (n \times D \text{ lentur})}{(n - 1)} \geq 25 \text{ mm}$$

$$\frac{300 - (2 \times 50) - (2 \times 13) - (5 \times 19)}{(5 - 1)} \geq 25 \text{ mm}$$

$$19,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{tidak OK})$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis.

Penulangan lentur lapangan :

Cek tulangan rangkap

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \quad d = \frac{600}{600 + 400} \cdot 428,5 = 258,3 \text{ mm}$$

$$x \leq 0,75 X_b$$

$$= 0,75 \times 258,3 = 193,7 \text{ mm}$$

Direncanakan $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 200}{400} = 1598,3 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \\ &= 1598,3 \times 400 \times \left(428,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right) = 248056714,3 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{112500000}{0,9} = 125000000 \text{ N.mm}$$

$M_n - M_{nc} = -123056714,3 \text{ N.mm} < 0 \rightarrow$ (tidak perlu tulangan lentur tekan)

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b \times d^2} = \frac{112500000}{0,9 \times 300 \times 427,5^2} \\ &= 2,27 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,27}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,00598 \\
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \\
 &= 0,0034
 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,0034 < 0,00598$$

dipakai $\rho = 0,00598$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\
 &= 0,00598 \times 1000 \times 427,5 \\
 &= 766,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek nilai \emptyset

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\
 &= \frac{766,96 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 40,1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,1}{0,8357} = 47,98$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= \frac{427,5 - 47,98}{47,98} 0,003 \\ &= 0,023 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90) \end{aligned}$$

Dipasang tulangan lentur negatif 3 D19

(As pasang = 851 mm^2)

Dipasang tulangan lentur positif 2 D19

(As pasang = 567 mm^2)

Kontrol Jarak tulangan :

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1, Spasi bersih minimum antara batang tulangan yang sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db, tetapi tidak kurang dari 25 mm.

$$\frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi \text{sengkang}) - (n \times D \text{ lentur})}{(n-1)} \geq 25 \text{ mm}$$

$$\frac{300 - (2 \times 50) - (2 \times 13) - (3 \times 19)}{(3-1)} \geq 25 \text{ mm}$$

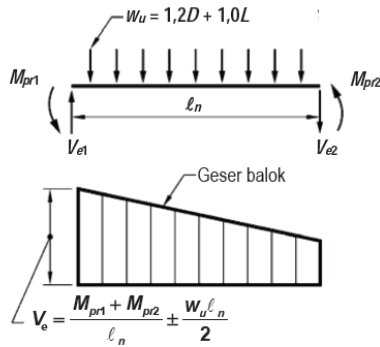
$$58,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{tidak OK})$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis.

c. Penulangan Geser Balok

Penulangan Geser Balok Tumpuan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana V_e , harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin, M_{pr} , bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.



Gambar 6. 6 Gaya Geser Balok

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{Asx(1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= 92,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr1} &= As_{pakai} \times 1,25 f_y \times (d - (a / 2)) \\
 &= 1418 \times 1,25 \times 400 \times (427,5 - (92,66 / 2)) \\
 &= 270182880 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena momen positif kurang dari 50% momen negatif tumpuan maka. tulangan tekan As' digunakan tulangan minimum dengan diasumsikan 50% dari tulangan Tarik As maka

$$\begin{aligned}
 M_{pr2} &= 50\% M_{pr1} \\
 &= 50\% 270182880 \text{ Nmm} \\
 &= 135091439,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{W_u \times l_n}{2} = 120000 \text{ N} \quad (\text{output Etabs})$$

$$l_n = 6\text{m} - (0,3\text{m}) = 5,7\text{m}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{270182880 + 135091439,9}{5,7} + 120000 \\
 &= 191100,76 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c' b d} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{30 \cdot 300 \cdot 427,5} \\
 &= 11707,57 \text{ N} \\
 V_s &= (V_e / 0,75) - V_c \\
 &= (191100,76 / 0,75) - 11707,57 \\
 &= 243093,44 \text{ N} \\
 \text{Direncanakan sengkang dua kaki} \\
 A_v &= 2 \times 0,25 \pi (D \text{ tulangan geser})^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \pi (13 \text{ mm})^2 \\
 &= 226,1947 \text{ mm} \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{201,06 \text{ mm} \times 400 \text{ MPa} \times 427,5 \text{ mm}}{243093,44 \text{ N}} = 112,04
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 100

Syarat jarak tulangan geser maksimum

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2, jarak tulangan geser tidak boleh melebihi :

1. $S \leq d/4$
 $S = 100 \text{ mm} \leq d/4 = 427,5/4 = 106,875 \text{ mm} \quad (\text{OK})$
2. $S \leq 6d \text{ lentur}$
 $S = 100 \text{ mm} \leq 8d = 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \quad (\text{OK})$
3. $S \leq 150 \text{ mm}$
 $S = 100 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$

Jadi dipasang sengkang Ø13 – 100 mm

Penulangan Geser Balok Lapangan

$$V_e = 116000 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c' b d}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30 \cdot 300 \cdot 427,5}$$

$$= 11707,57 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (V_e / 0,75) - V_c \\ &= (116000 / 0,75) - 11707,57 \\ &= 142959,1 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang dua kaki

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0,25 \pi (D \text{ tulangan geser})^2 \\ &= 2 \times 0,25 \pi (13 \text{ mm})^2 \\ &= 226,1947 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{201,06 \text{ mm} \times 400 \text{ MPa} \times 427,5 \text{ mm}}{142959,1 \text{ N}} = 190,5 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 150

Syarat jarak tulangan geser maksimum

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4, jarak tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$1. S \leq d/2$$

$$S = 150 \text{ mm} \leq d/2 = 427,5/2 = 213,75 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Jadi dipasang sengkang Ø12 – 150 mm

d. Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.12., besarnya panjang penyaluran untuk tulangan momen negatif tidak kurang dari:

$$a. L_d \geq d = 427,5 \text{ mm}$$

$$b. L_d \geq 6d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$c. L_d \geq l_n/16 = (6000-300)/16 = 356,52 \text{ mm}$$

jadi dipakai panjang penyaluran, $l_d = 356,52 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$

6.1.8 Perencanaan Kolom 100/100

a. Data Perencanaan

Tinggi kolom (h kolom)	: 3100 mm
Dimensi kolom	: 1000x1000 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	: 30 MPa
Kuat leleh tulangan lentur (f_y)	: 400 MPa
Kuat leleh tulangan geser (f_{yv})	: 240 MPa
Diameter tulangan lentur (D lentur)	: 25 mm
Diameter tulangan geser (\emptyset geser)	: 13 mm
Decking	: 40 mm

b. Dari analisa struktur menggunakan program Etabs, didapat hasil output untuk kolom 100x100 sebagai berikut :

Bergoyang

Mux : 195,53 KNm

Muy : 31,17 KNm

Pu : 3680,84 KN

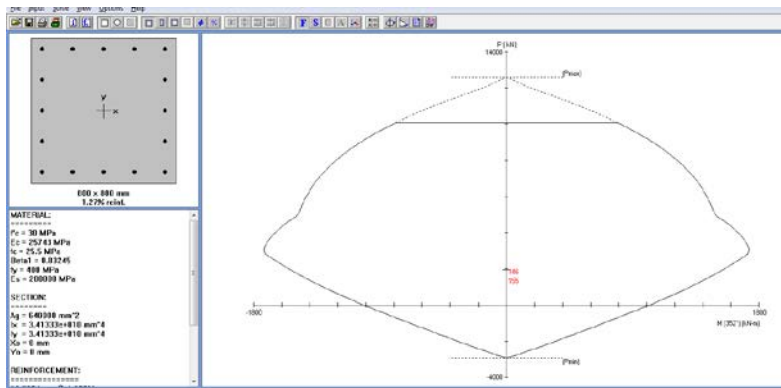
Tidak bergoyang

Mux : 249.25 KNm

Muy : 286.26 KNm

Pu : 3768.29 KN

c. Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom



Gambar 6. 7 Analisa dengan SPColumn

Dengan menggunakan program *sPColumn*, maka perlu dipasang tulangan 16 D25 ($A_s = 10200 \text{ mm}^2$ atau $\rho = 1,02\%$)

d. Cek Persyaratan Strong Column Weak Beam

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi SNI 2847:2013 dengan persamaan sebagai berikut :

$$\sum M_{nc} \geq (1.2) \sum M_{nb}$$

Nilai $\sum M_{nb}$ adalah jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom, dan dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$M_{nb} = \phi A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

- Titik berat tulangan serat atas terhadap sisi atas

$$A_s \text{ tulangan serat atas} = 5 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1417,64 \text{ mm}^2$$

Titik berat tulangan serat atas terhadap sisi atas :

$$Y_a = \frac{(3 \times 0,25 \times \pi \times 19^2)(40 \times 13 \times 19 / 2) + (2 \times 0,25 \times \pi \times 19^2)(40 + 13 + 19 / 2 + 25)}{1417,64}$$

Maka tinggi efektif balok terhadap tulangan serat atas

$$d \text{ aktual atas} = h - y_a = 427,5 \text{ mm}$$

- Titik berat tulangan serat atas terhadap sisi bawah

$$A_s \text{ tulangan serat bawah} = 3 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 850,59 \text{ mm}^2$$

Titik berat tulangan serat atas terhadap sisi atas :

$$Y_b = \frac{(3 \times 0,25 \times \pi \times 19^2)(40 \times 13 \times 19 / 2)}{850,59}$$

$$Y_b = 62,5 \text{ mm}$$

Maka tinggi efektif balok terhadap tulangan serat atas

$$d \text{ aktual atas} = h - y_a = 437,5 \text{ mm}$$

- Besarnya M_{nb}^- adalah :

$$a = \frac{1417,64 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 75,39 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^- = 0,9 \times 1417,64 \times 400 \left(427,5 - \frac{75,39}{2} \right) = 198,94 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{nb}^- = 198,94 \text{ KNm}$$

- Besarnya M_{nb}^+ adalah :

$$a = \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 45,24 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = 0,9 \times 850,59 \times 400 \left(437,5 - \frac{45,24}{2} \right) = 127,04 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$Mnb^+ = 127,04 \text{ kNm}$$

Jadi, jumlah dari momen positif dan negatif balok

adalah :

$$\sum Mnb = Mnb^+ + Mnb^- = 127,04 + 198,94 = 325,98 \text{ kNm}$$

Nilai $\sum Mnc$ diperoleh dengan bantuan program *sPcolumn*, yaitu mencari momen yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial terkecil kolom atas dan kolom bawah.

$$\sum Mnc = 2 \times 352 \text{ kNm} = 604 \text{ kNm}$$

$$\sum Mnc \geq (1.2) \sum Mnb$$

$$604 \text{ kNm} > ((1.2) \times 325,98 \text{ kNm}) = 409.90 \text{ kNm (OK)}$$

e. Daerah Sendi Plastis Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2, penentuan panjang daerah sendi plastis kolom yang dinyatakan sebagai panjang l_o tidak kurang dari :

$$l_o \geq h = 1000 \text{ mm}$$

$$l_o \geq \frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} (6000 - 300) = 433,3 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan daerah sendi plastis (l_o) sepanjang 1000 mm.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2, spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_o komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$S \leq 1/2 b \text{ terkecil} = 1/2 \times 1000 = 500 \text{ mm}$$

$$S \leq 8 d_b = 8 \times 25 = 180 \text{ mm}$$

$$S \leq 24 d_b = 24 \times 12 = 298 \text{ mm}$$

$$S \leq 300 = 300$$

Jadi, digunakan jarak tulangan geser, $s = 150 \text{ mm}$.

f. Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(b), luas penampang total tulangan geser persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari yang disyaratkan :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

dan

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dengan :

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal

b_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu tulangan pengekan

A_g = luas bruto penampang

A_{ch} = luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi luar tulangan transversal

Dengan jarak tulangan geser = 150 mm diperoleh :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{150 \times (1000 - (2 \times 40) - 12) \times 30}{400} \left[\left(\frac{1000^2}{(1000 - (2 \times 40))^2} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 556,13 \text{ mm}^2$$

Atau :

$$A_{sh} = 0.09 \frac{150 \times (1000 - (2 \times 40) - 12) \times 30}{400} = 919,35 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{919,35}{113,09} = 8,65 \approx 9 \text{ buah}$$

Maka, dipakai tulangan geser sepanjang sendi plastis dp 4 Ø12 – 150mm

$$(A_s = 1017,88 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 919,35 \text{ mm}^2)$$

g. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Geser Kolom

Gaya geser yang bekerja disepanjang bentang kolom (V_e) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

Perhitungan M_{pr}^+

$$a = 56,54 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 156,64 \text{ kNm}$$

Perhitungan M_{pr}^-

$$a = 35,34 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 261,45 \text{ kNm}$$

Besarnya V_e dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_e = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_u} = \frac{156,64 + 261,45}{(6 - 0.4)} = 181.78 \text{ kN}$$

Besarnya V_e tersebut harus dibandingkan dengan V_e yang diperoleh dari M_{pr} kolom. Dengan memakai program *sPcolumn*, untuk :

Didapat nilai $M_{pr} = 352 \text{ kNm}$

$$V_e = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 352}{(6 - 0.4)} = 201,11 \text{ kN}$$

$V_e \text{ kolom} > V_e \text{ balok}$

$201,11 \text{ kN} > 181,78 \text{ kN}$, jadi perencanaan geser memenuhi persyaratan.

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.2, besarnya nilai $\lambda = 1$ untuk beton normal

$$V_c = 0.17 \times \left(1 + \frac{3768290}{14(1000^2)} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times \left(1000 - 40 - 12 - \frac{19}{2} \right)$$

$$V_c = 173610 \text{ N} = 173,61 \text{ kN}$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_e - \phi V_c$$

$$= 201 - 0,75 \cdot 173,61 / 0.75$$

$$= 94,39 \text{ kN} = 94390 \text{ N}$$

$$A_v = (0,25 \times \pi \times d^2) \times n$$

$$= 0,25 \times \pi \times 12^2 \times 4$$

$$= 452,39 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{S_{\text{perlu}}}}$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{452,38.240.427}{94390} = 481,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai $S = 200$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5, bahwa spasi tulangan geser di luar l_o , tidak melebihi dari nilai yang terkecil berikut :

$$S \leq d/2 = 427/2 = 213,5 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

jadi, dipasang tulangan geser $4\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

6.1.9 Pelat Lantai Ground

Digunakan contoh perhitungan pada tipe pelat A lantai ground elevasi +0,00

a. Data perencanaan :

Tebal pelat = 120 mm

Selimut beton = 30 mm

F_c' = 30 Mpa

F_y = 240 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

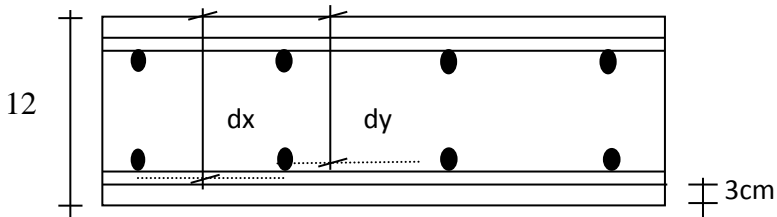
$L_y = 600 \text{ cm} - (40 \text{ cm} + 40 \text{ cm})/2 = 560 \text{ cm}$

$L_x = 300 \text{ cm} - (30 \text{ cm} + 40 \text{ cm})/2 = 265 \text{ cm}$

b. Momen yang terjadi (Output Etabs)

$M_{u1-1} = 1627 \text{ Kgm}$

$M_{u2-2} = 1068 \text{ Kgm}$



$$dx = 12\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) = 8,4\text{cm} = 0,084 \text{ m}$$

$$dy = 12\text{cm} - 3\text{cm} - 1,2\text{cm} (1/2 \cdot 1,2\text{cm}) = 7,8\text{cm} = 0,072 \text{ m}$$

c. Penulangan arah Y

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1068}{0,9 \times 1000 \times 0,072^2}$$

$$= 228909,5 \text{ Kg/m}^2 = 2,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,28}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,01$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

Syarat : $\rho \text{ min} = \rho \text{ perlu}$

$$0,002 < 0,01$$

dipakai $\rho = 0,011$

Luas Tulangan

$$As \text{ perlu} = \rho \times 1000 \times dx$$

$$= 0,01 \times 1000 \times 72$$

$$= 720,67 \text{ mm}^2$$

Cek nilai \emptyset

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c \times b}$$

$$= \frac{720,67 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,78$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6,78}{0,8357} = 8,1$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{72 - 8,1}{10,66} 0,003$$

$$= 0,023 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 120 \text{ mm}$$

$$= 240 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = $\varnothing 12 - 100 \text{ mm}$ ($1017,87 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1627}{0,9 \times 1000 \times 0,084^2} \\ &= 256204,3 \text{ Kg/m}^2 = 2,56 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,56}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,011\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,002 < 0,011$$

dipakai $\rho = 0,011$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,011 \times 1000 \times 84 \\ &= 946,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 f_c \times b} \\ &= \frac{946,95 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 8,9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,9}{0,8357} = 10,66$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{86 - 10,66}{10,66} 0,003 \\ &= 0,0206 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90) \end{aligned}$$

syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned} 2h &= 2 \times 120 \text{ mm} \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan = $\phi 12 - 100 \text{ mm}$ ($1017,87 \text{ mm}^2$)

6.1.10 Pelat Lantai Basement

Digunakan contoh perhitungan pada tipe pelat A lantai basement elevasi -3,10

a. Data perencanaan :

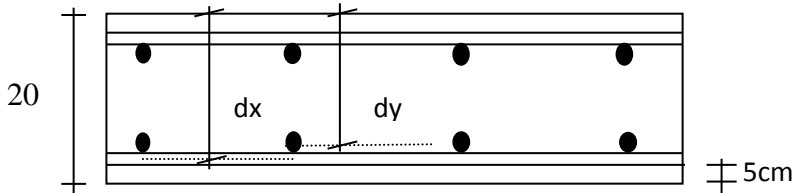
$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ F_c' &= 30 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Diameter tulangan} &= 16 \text{ mm} \\
 L_y &= 600\text{cm} - (40\text{cm}+40\text{cm})/2 \\
 &= 560 \text{ cm} \\
 l_x &= 300\text{cm} - (30\text{cm}+40\text{cm})/2 \\
 &= 265 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b. Momen yang terjadi (Output Etabs)

$$Mu_{1-1} = 5641,21 \text{ Kgm}$$

$$Mu_{2-2} = 6146,08 \text{ Kgm}$$



$$dx = 20\text{cm} - 5\text{cm} - (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) = 14,2 \text{ cm} = 0,142 \text{ m}$$

$$dy = 20\text{cm} - 5\text{cm} - 1,6\text{cm} (1/2 \cdot 1,6\text{cm}) = 12,6 \text{ cm} = 0,126 \text{ m}$$

c. Penulangan arah Y

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{6146,08}{0,9 \times 1 \times 0,126^2} \\
 &= 430144,7 \text{ Kg/m}^2 = 4,3 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,3}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0118
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\text{Syarat : } \rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0118$$

dipakai $\rho = 0,0118$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,0137 \times 1000 \times 126 \\ &= 1493,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 fc \times b} \\ &= \frac{1493,86 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 23,43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (fc' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,43}{0,8357} = 28,04$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{126 - 28,04}{28,04} 0,003$$

$$= 0,0104 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned} 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan = $\phi 16 - 150 \text{ mm}$ ($1608,5 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{5641,21}{0,9 \times 1 \times 0,142^2} \\ &= 310851,6 \text{ Kg/m}^2 = 3,1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,3}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0083\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat : } \rho_{\text{min}} &= \rho_{\text{perlu}} \\ 0,002 &< 0,0083\end{aligned}$$

$$\text{dipakai } \rho = 0,01185$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,0083 \times 1000 \times 142 \\ &= 1180,49,86 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek nilai Ø

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\ &= \frac{1180,5 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 18,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,5}{0,8357} = 22,16$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{142 - 22,16}{22,16} \times 0,003$$

$$= 0,016 > 0,005$$

(Memenuhi $\phi=0,90$)

syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned}2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan = Ø16 - 150 mm (1206,37 mm²)

e. Cek kondisi *Uplift* Pada Pelat Basement

Beban Mati :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{- Beban Plat Lantai (2400 kg/m}^3 \times 0,2\text{m)} & = & 420 \quad \text{kg/m}^2 \\
 \text{- Qair (Yair.L = 2540 kg/m}^3 \times 3,1\text{m)} & = & 7874 \quad \text{kg/m}^2 + \\
 \hline
 & \text{q}_{D1} & = 7454 \quad \text{kg/m}^2
 \end{array}$$

$$Mu = 12718 \text{ kg.m}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{12718}{0,9 \times 1 \times 0,142^2} \\
 &= 383330 \text{ Kg/m}^2 = 3,8 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,8}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0104
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } \rho \text{ min} &= \rho \text{ perlu} \\
 0,002 &< 0,0104
 \end{aligned}$$

dipakai $\rho = 0,0104$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\
 &= 0,0104 \times 1000 \times 142 \\
 &= 2004,05 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek nilai \emptyset

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\
 &= \frac{2004,05 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 31,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) &= 0,8357 \\
 c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{31,4}{0,8357} = 37,6 \\
 e_t &= \frac{d - c}{c} \cdot 0,003 \\
 e_t &= \frac{142 - 37,6}{37,6} \cdot 0,003 \\
 &= 0,012 > 0,005 \text{ (Memenuhi } \phi = 0,90 \text{)}
 \end{aligned}$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang tulangan} = \varnothing 16 - 100 \text{ mm (} 2010,62 \text{ mm}^2 \text{)}$$

6.1.11 Perencanaan Ramp

Digunakan contoh perhitungan pada ramp lantai basement elevasi 0,00 sampai -3,10

a. Data perencanaan :

$$\text{Tebal pelat} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$F_c' = 30 \text{ Mpa}$$

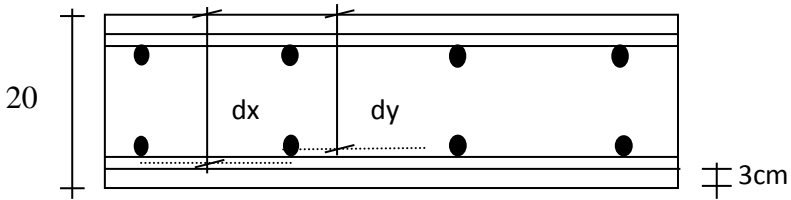
$$F_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 13 \text{ mm}$$

b. Momen yang terjadi (Output Etabs)

$$\text{Mu1-1} = 1582,8 \text{ Kgm}$$

$$\text{Mu2-2} = 1960,2 \text{ Kgm}$$



$$dx = 20\text{cm} - 3\text{cm} - (1/2 \times 0,13\text{cm}) = 16,35\text{ cm} = 0,1635\text{ m}$$

$$dy = 20\text{cm} - 3\text{cm} - 0,16\text{cm} (1/2 \times 0,13\text{cm}) = 15,05\text{ cm} = 0,15\text{m}$$

c. Penulangan arah X

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1960,2}{0,9 \times 1 \times 0,15^2} = 96157 \text{ Kg/m}^2 = 0,96 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,96}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,004$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\text{Syarat : } \rho \text{ min} = \rho \text{ perlu}$$

$$0,002 < 0,004$$

dipakai $\rho = 0,004$

Luas Tulangan

$$\text{As perlu} = \rho \times 1000 \times dx$$

$$= 0,004 \times 1000 \times 150$$

$$= 614,8 \text{ mm}^2$$

Cek nilai \emptyset

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f_c \times b}$$

$$= \frac{614,8 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 5,78$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,78}{0,8357} = 6,9$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{150 - 6,9}{6,9} \times 0,003$$

$$= 0,062 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = $\varnothing 13$ - 100 mm ($663,66 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan arah Y

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1582,81}{0,9 \times 1 \times 0,163^2} \\ &= 65788,62 \text{ Kg/m}^2 = 0,657 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,657}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0027\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

Syarat : $\rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$

$$0,002 < 0,0027$$

dipakai $\rho = 0,0027$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\
 &= 0,0027 \times 1000 \times 163 \\
 &= 454,12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\
 &= \frac{454,12 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 4,27
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,27}{0,8357} = 5,11$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{163 - 5,11}{14,98} \times 0,003$$

$$= 0,092 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

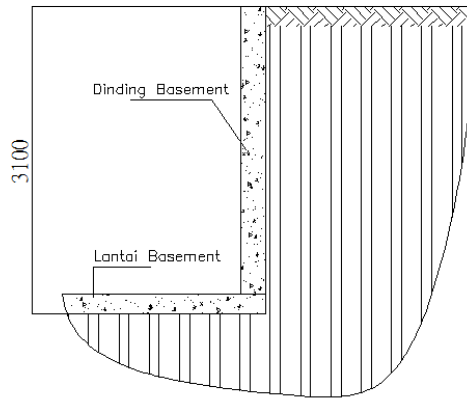
syarat jarak maksimum

$$\begin{aligned}
 2h &= 2 \times 200 \text{ mm} \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Dipasang tulangan} = \phi 13 - 150 \text{ mm } (530,92 \text{ mm}^2)$$

6.1.12 Perencanaan Dinding Basement

Dinding basement adalah dinding beton yang berfungsi menahan gaya lateral yang terjadi akibat tekanan tanah.



Gambar 6. 8 Sketsa dinding basement

a. Data perencanaan :

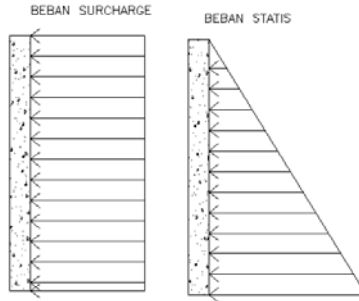
Tebal pelat	= 250 mm
Selimut beton	= 50 mm
F_c'	= 30 Mpa
F_y	= 400 Mpa
Diameter tulangan	= 13 mm
d_x	= $25\text{cm} - 5\text{cm} - (1/2 \cdot 0,13\text{m})$
	= 19,35 cm = 0,1935 m
d_y	= $25\text{cm} - 8\text{cm} - 0,13 - (1/2 \cdot 0,13\text{m})$
	= 18,05 cm = 0,1805 m
γ_{tanah}	= 1468 kg/m ³
\emptyset	= 22°
H	= 3,1 m
q	= 400 kg/m ²
k_o	= 0,3

b. Beban yang terjadi di basement

$K_o = 1 - \sin \emptyset$	= 0,625
Q_{tanah}	= $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_o \cdot H^2$
	= $\frac{1}{2} \cdot 1468 \cdot 0,625 \cdot 3,1^2$
	= 2846,04 kg/m ²
$Q_{\text{surcharge}}$	= $q \cdot k_o$

Qair

$$\begin{aligned}
 &= 400.0,625 \\
 &= 250,157 \text{ kg/m}^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{air}} \cdot H \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 3.1 \\
 &= 1550 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 6. 9 Beban-beban basement

c. Momen yang terjadi
(Output Etabs)

$$\begin{aligned}
 \text{Mu 1-1} &= 1752 \text{ Kgm} \\
 \text{Mu 2-2} &= 2846 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$

d. Penulangan Arah Y

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{2846}{0,9 \times 1 \times 0,18^2} \\
 &= 97059,48 \text{ Kg/m}^2 = 0,97 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,97}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0041 \\
 \rho \text{ min} &= 0,002
 \end{aligned}$$

Syarat : $\rho_{\min} = \rho_{\text{perlu}}$
 $0,002 < 0,0041$

dipakai $\rho = 0,0041$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,0041 \times 1000 \times 18 \\ &= 744,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \times b} \\ &= \frac{744,4 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7}{0,8357} = 8,3$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{180 - 8,3}{8,3} \times 0,003$$

$$= 0,061 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang tulangan} = \phi 13 - 150 \text{ mm } (796,4 \text{ mm}^2)$$

e. Penulangan Arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1752}{0,9 \times 1 \times 0,193^2} \\ &= 51991,18 \text{ Kg/m}^2 = 0,52 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,52}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0022\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\text{Syarat : } \rho_{\text{min}} = \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,002 < 0,0022$$

$$\text{dipakai } \rho = 0,0022$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times d_x \\ &= 0,0022 \times 1000 \times 19,35 \\ &= 423,54 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek nilai ϕ

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\ &= \frac{523,54 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 3,9\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,9}{0,835} = 4,77$$

$$e_t = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$e_t = \frac{193,5 - 4,77}{8,3} \times 0,003$$

$$= 0,011 > 0,005$$

(Memenuhi $\phi = 0,90$)

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 200 \text{ mm}$$

$$= 400 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = $\varnothing 13$ - 200 mm ($530,9 \text{ mm}^2$)

6.1.13 Perencanaan Tie-Beam

Diambil contoh perhitungan pada sloof bentang 6 m

a. Data Perencanaan

Panjang sloof	=	6000 mm
Dimensi sloof	=	400 x 600 mm ²
Mutu beton (f_c)	=	30 MPa
Mutu baja (f_y)	=	400 MPa
Tulangan utama	=	D19
Tulangan sengkang	=	$\varnothing 13$
Selimut beton	=	50 mm

$$d = 500 - 50 - 13 - (\frac{1}{2} \times 19) = 427,5 \text{ mm}$$

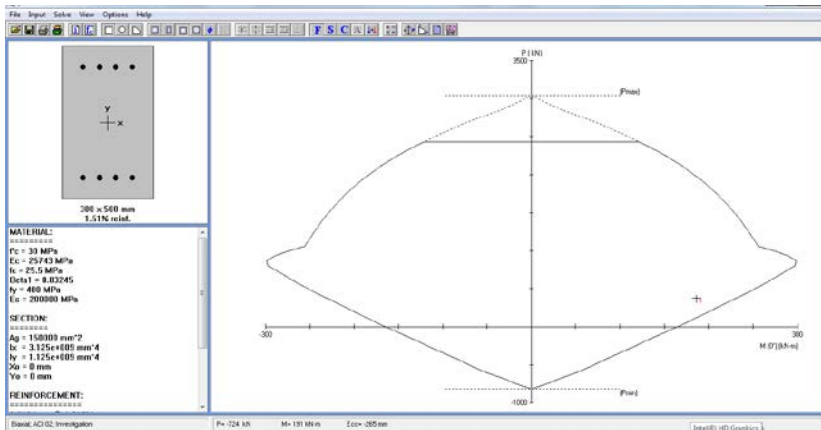
b. Dari analisa struktur menggunakan program Etabs, didapat hasil output untuk sloof 300x500 sebagai berikut :

Mux : 186,161 KNm

Pu : 376,83 KN

c. Penulangan Lentur Tie- Beam

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.



Gambar 6. 10 Diagram Interaksi Tie Beam

Dari analisa PCACOL didapat :

$$\rho = 1,51 \%$$

Dipasang tulangan = 4 D 19 ($A_s = 2272 \text{ mm}^2$)

Dipasang tulangan = 4 D 19 ($A_s' = 2272 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan geser tie beam

$$V_e = 141220 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 427,5$$

$$= 11707,57 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (V_e / 0,75) - V_c \\ &= (141220 / 0,75) - 11707,57 \\ &= 176585 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang dua kaki

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0,25 \pi (D \text{ tulangan geser})^2 \\ &= 2 \times 0,25 \pi (13 \text{ mm})^2 \\ &= 226,1947 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{201,06 \text{ mm} \times 400 \text{ MPa} \times 427,5 \text{ mm}}{176585 \text{ N}} = 195$$

Digunakan tulangan D13 – 150

Syarat jarak tulangan geser maksimum

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4, jarak tulangan geser tidak boleh melebihi :

$$S \leq d/2$$

$$S = 150 \text{ mm} \leq d/2 = 427,5/2 = 213,75 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

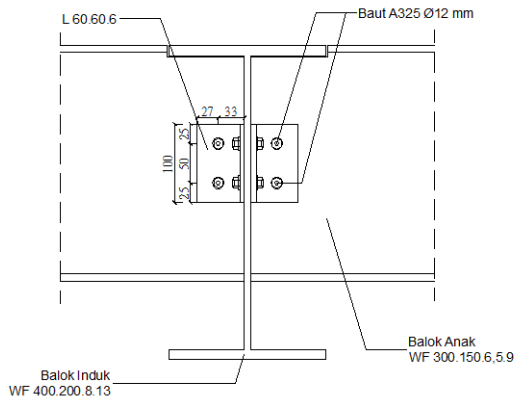
Jadi dipasang sengkang Ø13 – 150 mm

6.2 Perencanaan Sambungan

6.2.1 Sambungan balok anak dengan balok induk

Sambungan balok induk dengan balok anak merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar $V_u = 5225,6 \text{ kg}$. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $60 \times 60 \times 6$



Gambar 6. 11 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

- Sambungan siku dengan balok anak
 Direncanakan :
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1,13 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)
 Kuat geser baut
 $\varnothing.V_n = \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$
 $= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 2 \times 1,131$
 $= 6997,9 \text{ kg}$
 Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$
 $= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.6 \times 4100$
 $= 5313,6 \text{ kg (menentukan)}$
 $n = \frac{5225,6}{5313,6} = 0,98$ dipasang 2 buah
- Sambungan balok induk dengan siku
 Direncanakan :
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1,31 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)
 Kuat geser baut
 $\varnothing.V_n = \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$
 $= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 2 \times 1,131$
 $= 6997,9 \text{ kg}$
 Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$
 $= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.6 \times 4100$
 $= 5313,6 \text{ kg (menentukan)}$
 $n = \frac{10154}{5313,6} = 1,99$ dipasang 2 buah
- Kontrol siku penyambung
 Kontrol leleh
 $A_g = 10 \times 0.6 = 6 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned}\emptyset.f_y.A_g &= 0.9 \times 2500 \times 6 \\ &= 13500 \text{ kg} > 5225,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

Kontrol patah

$$\begin{aligned}\emptyset_{\text{lubang}} &= 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} \\ &= 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\ &= (L - n \emptyset_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\ &= (10 - 2 \times 1,35) \times 0,6 \\ &= 4,38 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset.f_u.A_{nv} &= 0.75 \times 0.6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 4,38 \\ &= 8081,1 \text{ kg} > 5225,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

6.2.2 Sambungan antara kolom KC dengan kolom KC

Dari output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut:

$$\begin{aligned}P_u &= 265762,59 \text{ kg} \\ V_u &= 9546,25 \text{ kg} \\ M_u &= 3712134 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Data Perencanaan :

$$\begin{aligned}\text{Kolom} &= \text{KC } 700 \times 300 \times 13 \times 24 \\ d &= 700 \text{ mm} & t_f &= 24 \text{ mm} \\ b_f &= 300 \text{ mm} & r &= 28 \text{ mm} \\ t_w &= 13 \text{ mm} & A &= 471 \text{ cm}^2 \\ Z_x &= 6051,4 \text{ cm}^3 & I_x &= 211800 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Diameter baut} &= 22 \text{ mm} = 2.2 \text{ cm} \\ \text{Luas baut} &= 3,8 \text{ cm}^2 \\ \text{Tebal pelat sambung} &= 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm} \\ \text{Profil BJ 41, } f_u &= 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Baut A325, } f_u &= 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ badan} &= \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} x P_u \\
 &= \frac{70 \times 1,3}{471} x 265762,59 \\
 &= 51346,91 \text{ kg} \\
 P_u \text{ sayap} &= P_u - P_u \text{ badan} \\
 &= 265762,59 - 51346,91 \\
 &= 214415,68 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena ada 4 sayap, maka P_u 1 sayap :

$$\frac{214415,68}{4} = 53603,92 \text{ kg}$$

- Sambungan Pada Sayap Kolom

Kontrol geser baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi f_u^b A_b \text{ m} \\
 &= 0.75 \times 8250 \times 3,8 \times 2 \\
 &= 47041,41 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\
 &= 0.75 \times 1.2 \times (4 - (2.2/2)) \times 1.2 \times 4100 \\
 &= 16531.2 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya pada sayap (T)} &= \frac{M_u}{d} \\
 &= \frac{3060874,73}{70} \\
 &= 43726,78 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah gaya total pada sayap (T_u)

$$\begin{aligned}
 T_u &= T + P_u \text{ sayap} \\
 &= 43726,78 \text{ kg} + 214415,92 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$= 97330,7 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{97330,7}{16531,2} = 9,05 \approx 10 \text{ buah}$$

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak ke tepi} = 1,5 d_b \text{ s.d } (4 t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 33 \text{ mm s.d } 148 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{diambil } S1 = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut} = 3 d_b \text{ s.d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 66 \text{ mm s.d } 180 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{diambil } S = 80 \text{ mm}$$

- Sambungan Pada Badan Kolom

Kontrol geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi f_u^b A_b \\ &= 0,75 \times 8250 \times 3,8 \times 2 \\ &= 47041,42 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 1,2 L_c t f_u \\ &= 0,75 \times 1,2 \times (4 - (2,2/2)) \times 1,2 \times 4100 \\ &= 124841,2 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} e &= 651259,27 \text{ kg.cm} / 265762,59 \text{ kg} \\ &= 2,45 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ total}} &= M_{u \text{ badan}} + P_u \cdot e \\ &= 651259,27 \text{ kg.cm} + (265762,59 \text{ kg} \times 2,45 \text{ cm}) \\ &= 777086,43 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Beban aksial yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$P_{u\ total} = P_{u\ badan} = 51346,91\text{kg}$$

Perkiraan jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6xMu}{\phi xRu}}$$

Sambungan memikul beban M_u dan P_u sehingga R_u direduksi $\phi = 0.7$. Susunan baut lebih dari satu deret nilai R_u dinaikkan 1.2

$$R_u = 0.7 \times 1.2 \times 12841,2 = 10786,61\text{ kg}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 777086,43}{0,7 \times 10786,61}} = 7,2 \approx 8 \text{ buah}$$

Kontrol beban

Akibat P_u

$$K_{uh1} = \frac{P_u}{n} = \frac{51346,91}{8} = 7335,27\text{ kg}$$

Akibat $M_{u\ total}$

Beban maksimal pada baut dengan $x = 6\text{ cm}$ dan $y = 10\text{ cm}$

$$\begin{aligned} \Sigma(x^2 + y^2) &= (8 \times 6^2) + ((2 \times 4^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 20^2 + 2 \times 28^2)) \\ &= 1408\text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$K_{uv1} = \frac{M_{u\ total} \cdot x}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{777086,63 \times 6}{1408} = 3311,45\text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{M_{u\ total} \cdot y}{\Sigma(x^2 + y^2)} = \frac{777086,63 \times 2,8}{1408} = 15453,42\text{ kg}$$

$$\begin{aligned} K_{u\ total} &= \sqrt{K_{uh1}^2 + (K_{uv1} + K_{uh2})^2} \\ &= \sqrt{7335,27^2 + (3311,45 + 15453,42)^2} \\ &= 20147,62\text{kg} \end{aligned}$$

Karena pada badan kolom dipasang baut dan pelat penyambung pada empat sisinya, maka kuat beban berfaktor :

$$\phi R_n = 4 \times 12841,2 = 51261,3\text{ kg}$$

Syarat :

$$K_{u\ total} \leq \phi R_n$$

$$20147,62\text{ kg} \leq 51261,3\text{ kg}$$

6.2.3 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$V_u = 104768,89\text{ N} = 10476,889\text{ Kg}$$

$$M_u = 157206841\text{ Nmm} = 15720,8641\text{ Kgm}$$

Data Perencanaan :

$$\text{Kolom} = \text{KC } 700 \times 300 \times 13 \times 24$$

$$\text{Balok} = \text{WF } 400 \times 200 \times 8 \times 13$$

$$\text{Diameter baut} = 20\text{ mm}$$

$$\text{Luas baut} = 3,14\text{ cm}^2$$

$$\text{Profil BJ 41, } f_y = 250\text{ MPa} = 2500\text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 410\text{ MPa} = 4100\text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Baut A325, } f_u = 825\text{ MPa} = 8250\text{ kg/cm}^2$$

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\phi R_n = \phi f_u^b A_b m$$

$$= 0.75 \times 8250 \times 3,14 \times 1$$

$$= 7778,57\text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 2 \times 2 \times 4100$$

$$= 18000\text{ kg}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{10476,889}{10} = 1047,68\text{ kg} < 7778,57\text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol tarik

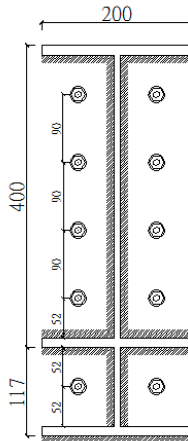
Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$\begin{aligned}
 T1 &= M.d1/\sum d^2 \\
 &= 15720,8641 \text{ kgm} \cdot 0,387 \text{ m} \\
 &\quad / (0,387^2 + 0,297^2 + 0,207^2 + 0,117^2) \\
 &= 20657,53 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pada T1 ditahan oleh 2 buah baut:

$$\begin{aligned}
 T1/n &= 20657,53 \text{ N} / 2 \text{ baut} \\
 &= 10328,77 \text{ N} < \phi T_n = 145848,2 \text{ N} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

b. Perencanaan Kekuatan Sambungan Las



Gambar 6. 13 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

$$\begin{aligned}
 A &= (20 \times 2) + ((40 - 1.3 \times 2) \times 2) + ((20 - 0.8) \times 3) + ((11.7 - 1.3) \times 2) \\
 &= 153.2 \text{ cm}^2 = 15320 \text{ mm}^2 \\
 \hat{y} &= 260 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 56290,66 \text{ cm}^4 \\
 S &= I_x / \hat{y} \\
 &= 56290,66 / 260 \\
 &= 2167,7 \text{ cm}^3 = 2167700 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Akibat beban geser sentris

$$f_v = \frac{V_u}{A} = \frac{104768,89}{15320} = 683,87 \text{ N/mm}$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{157208641}{2167700} = 72,52 \text{ N/mm}^2$$

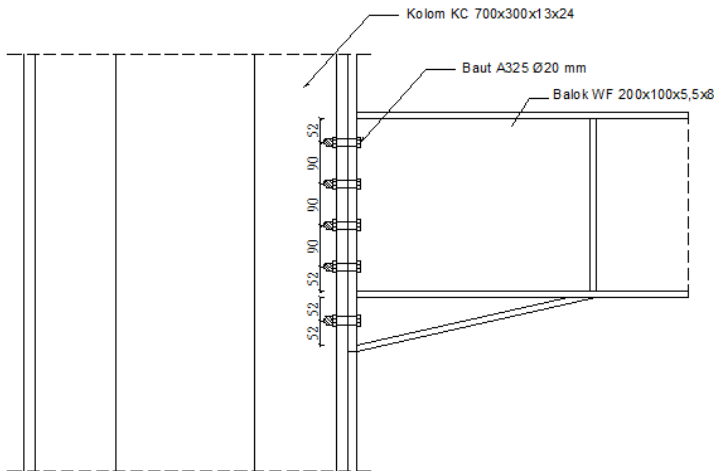
$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{683,87^2 + 72,52^2} \\ &= 687,7 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ulas} &= 0.6 F_{EXX}(1+0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times 4923.1 \times (1+0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 2953.86 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 295,38 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{ulas}} = \frac{687,7}{295,38} = 2,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{2,5}{0.707} = 3,5 \text{ mm} < (a_{\min} = 6 \text{ mm})$$

dipakai las dengan ketebalan 6 mm



Gambar 6. 14 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

6.2.4 Sambungan Kolom dengan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari PT.Gunung Garuda untuk profil *King Cross* 700x300x13x24.

Gaya-gaya yang bekerja diambil dari output Etabs:

$$P_u = 265762,59 \text{ kg}$$

$$M_u = 3712134,8 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 11439,54 \text{ kg}$$

Data perencanaan :

$$\text{Part No} = \text{BMK-17} \rightarrow H = 900 \text{ mm}$$

$$B = 900 \text{ mm}$$

$$t_p = 54 \text{ mm}$$

$$q = 343 \text{ kg}$$

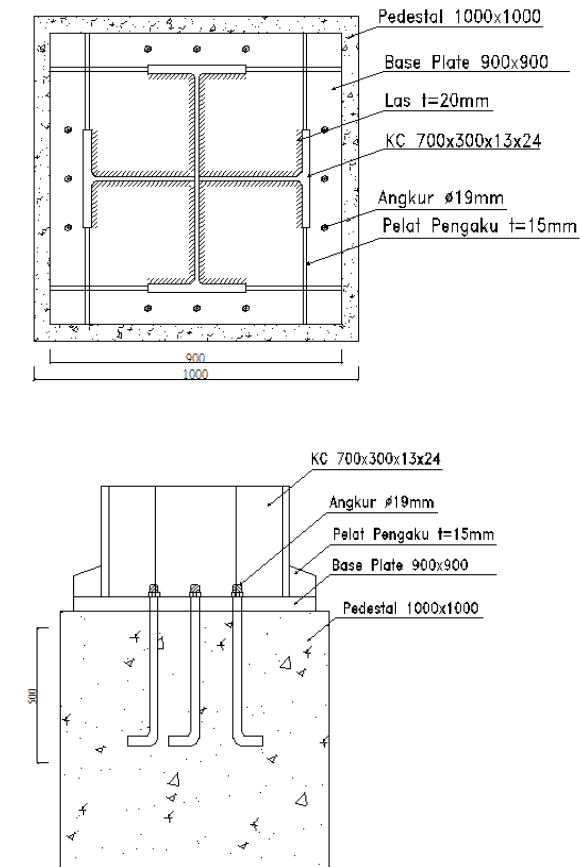
$$\text{Diameter baut} = 19 \text{ mm} = 1,9 \text{ cm}$$

$$\text{Luas baut} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mutu las } F_{e70XX} = 70 \times 70.3 = 4923.1$$

$$\text{Profil BJ 41, } f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Baut A325, } f_u = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6. 15 Sambungan Kolom dengan Base Plate

- Sambungan Las Pada Pelat Landas
Direnkanan las dengan $t_e=1$ cm pada profil *King Cross* 700x300x13x24 sehingga didapat :

$$A_{las} = ((2 \times 63,9) + (2 \times 65,2) + (4 \times 30)) \times 1 = 378,2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 I_x = I_y &= (2((\frac{1}{12} \times 1 \times 63,9^3) + (1 \times 63,9 \times 21,2^2))) + (\frac{1}{12} \times 30 \times \\
 &1^3) + (30 \times 1 \times 37,6^2) + (2((\frac{1}{12} \times 65,2 \times 1^3) + (\frac{1}{12} \times 1 \times 30^3))) \\
 &= 2191283,36 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$S_x = S_y = \frac{I_x}{y} = \frac{291283,36}{35} = 8322,38 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 f_{ulas} &= 0.6 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\
 &= 0.6 \times 4923.1 \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) \\
 &= 2953.86 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat P_u

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{265762,59}{378,2} + \frac{3712134,8}{8322,38} = 1148,74 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{11291.15}{378,2} + \frac{3270199.03}{8322,38} = 422,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{1148,74^2 + 422,8^2} \\
 &= 2826,36 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{ulas}} = \frac{2826,36}{2953.86} = 0.95 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0.707} = \frac{0.95}{0.707} = 1.34 \text{ cm} > a_{min} = 6 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\text{Tebal minimum} = t_{pelat} = 54 \text{ mm}$$

$$a_{eff max} = 1.41 \times \frac{f_u}{F_{EXX}} \times t_p = 1.41 \times \frac{4100}{4923.1} \times 5.4 = 6.46 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 12 \text{ cm}$

- Perencanaan Tebal Pelat Landas

Cek eksentrisitas gaya :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3712134,8}{265762,59} = 13,97 \text{ cm} < \frac{1}{6} N = \frac{1}{6} \times 90 = 15 \text{ cm}$$

maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

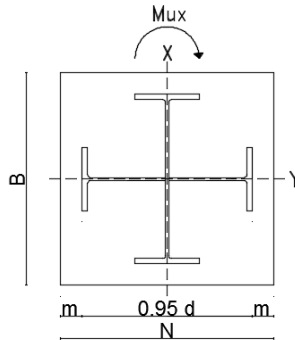
Dimensi beton :

Panjang = 1000 mm

Lebar = 1000 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1000 \times 1000}{900 \times 900}} = 1.1$$

Perencanaan akibat beban sumbu x :



Gambar 6. 16 Arah Beban Sumbu X pada Pelat Landas

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{265762,59}{90 \times 90} = 32,81 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 3712134,8}{90 \times 90^2} = 30,55 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 32,81 + 30,55 = 63,36 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi 0.85 f'_c = 0.9 \times 0.85 \times 30 = 22,95 \text{ MPa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 229,5 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \max} = 63,36 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{90 - (0.95 \times 80)}{2} = 7 \text{ cm} \\
 M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\
 &= (63,36 - 2 \times 22,95 \times \frac{7}{90}) \left(\frac{7^2}{2} \right) + (2 \times 22,95 - \frac{7}{90}) \left(\frac{7^2}{3} \right) \\
 &= 2432,73 \text{ kg.cm/cm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{0.9 f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 2432,73}{0.9 \times 2500}} = 2,08 \text{ cm} < 5.5 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan Pelat Pengaku Pelat Landas

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 2.4 = 1.2 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1.5 \text{ cm}$

- Perencanaan Baut Angkur

Gaya tarik yang terjadi pada baut

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{f_{p \max} \cdot A \cdot B}{2} - P_u = \frac{63,36 \times 90 \times 90}{2} - 265762,59 \\
 &= 9143,48 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Baut :

Kontrol geser baut

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi r_1 f_u^b A_b \\
 &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2,84 \\
 &= 8771,67 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 0.75 f_u^b A_b \\
 &= 0.75 \times 0.75 \times 8250 \times 2,84 \\
 &= 13157,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi)

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{11439,54}{8771,67} = 1,3$$

terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\phi R_n} = \frac{9143,46}{13157,5} = 0,7 \text{ buah}$$

Dipakai 12 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi.

6.2.5 Sambungan siku 40.40.8 dengan cannal 300.65.8

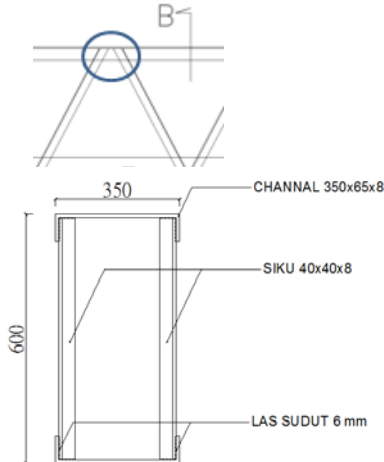
Pada perencanaan sambungan siku 40.40.8 dengan cannal 300.65.8 menggunakan sambungan las sebagai sambungannya.

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$V_u = 2780 \text{ N} = 278 \text{ Kg}$$

$$P_u = 136986 \text{ N} = 13698,6 \text{ Kg}$$

Perencanaan Kekuatan Sambungan Las



Gambar 6. 17 Sambungan Las Siku 40.40.8 dengan Cannal 300.65.8

$$A = (30 \times 2)$$

$$= 60 \text{ mm}$$

$$S = \frac{30^2}{6} = 150 \text{ mm}^2$$

Akibat beban geser sentris

$$f_v = \frac{V_u}{A} = \frac{278}{60} = 4,63 \text{ N/mm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Pu}{A} = \frac{136986}{60} = 2283,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$= \sqrt{4,63^2 + 2283,1^2}$$

$$= 2283,1 \text{ N/mm}$$

$$f_{ulas} = 0,6 F_{EXX}(1+0,5 \sin^{1,5} \theta)$$

$$= 0,6 \times 4923,1 \times (1+0,5 \sin^{1,5} 0^\circ)$$

$$= 2953,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 295,38 \text{ N/mm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{ulas}} = \frac{2283,5}{295,38} = 7,7 \text{ mm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{7,7}{0,707} = 10,9 \text{ mm} > (a_{\min} = 6 \text{ mm})$$

dipakai las dengan ketebalan 12 mm

6.2.6 Sambungan bracing 100.100.6 dengan box berongga 450.450.19

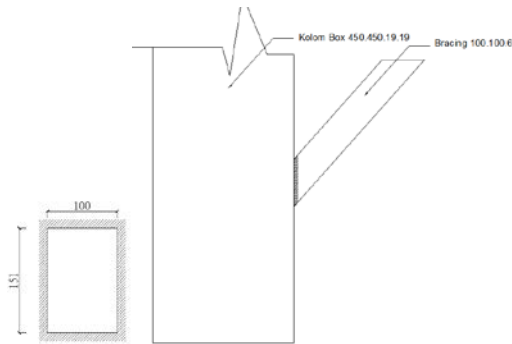
Pada perencanaan sambungan bracing 100.100.6 dengan cox berongga 450.450.19 menggunakan sambungan las sebagai sambungannya.

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$V_u = 1846,14 \text{ N} = 184,614 \text{ Kg}$$

$$P_u = 142669,66 \text{ N} = 14266,966 \text{ Kg}$$

Perencanaan Kekuatan Sambungan Las



Gambar 6. 18 Sambungan Bracing dengan Kolom Box

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} A &= (100 \times 151) \\ &= 15100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= b \cdot d + \frac{d^2}{3} \\ &= 100 \cdot 151 + \frac{151^2}{3} \\ &= 22700,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Akibat beban geser sentris

$$f_v = \frac{V_u}{A} = \frac{1846,14}{15100} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{P_u}{A} = \frac{142669,66}{15100} = 9,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{0,22^2 + 9,44^2} \\ &= 9,44 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ulas} &= 0.6 F_{EXX}(1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times 4923.1 \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 2953.86 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 295,38 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u las}} = \frac{9,44}{295,38} = 0,032 \text{ mm}$$

$$a = \frac{te}{0.707} = \frac{0,032}{0.707} = 0,045 \text{ mm} < (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

dipakai las dengan ketebalan 12 mm

6.2.7 Sambungan Bracing dengan balok rangka

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$V_u = 1846,14 \text{ N} = 18461,4 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1679915,9 \text{ Nmm} = 167,99 \text{ Kgm}$$

Data Perencanaan :

$$\text{Bracing} = \text{Box } 100 \times 100 \times 6 \times 6$$

$$\text{Balok} = \text{C } 300 \times 65 \times 8$$

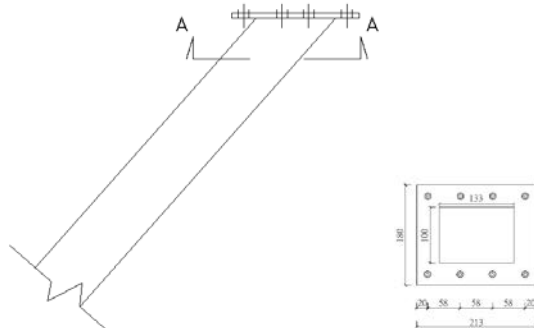
$$\text{Diameter baut} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas baut} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profil BJ 41, } f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Baut A325, } f_u = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6. 19 Sambungan Bracing dengan Balok Rangka

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\phi R_n = \phi f_u^b A_b \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.75 \times 8250 \times 1,13 \times 1 \\
 &= 2800,29 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 2.4 d_b t f_u \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 1,2 \times 6 \times 825 \\
 &= 3240 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{18461,4}{8} = 230,768 \text{ kg} < 2800,29 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol tarik

Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$\begin{aligned}
 T1 &= M.d1/\sum d^2 \\
 &= 167,99 \text{ kgm} \cdot 0,174 \text{ m} / (0,174^2 + 0,116^2 + 0,058^2) \\
 &= 5250,536 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pada T1 ditahan oleh 2 buah baut:

$$\begin{aligned}
 T1/n &= 5250,536 \text{ kg} / 2 \text{ baut} \\
 &= 3103,29 \text{ kg} < \phi T_n = 5250,54 \text{ N (OK)}
 \end{aligned}$$

6.2.8 Sambungan Kolom dengan Balok

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

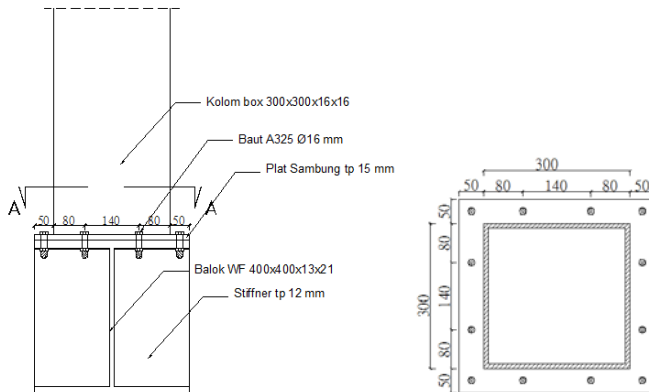
$$\begin{aligned}
 P_u &= 1780,445 \text{ N} = 17804,45 \text{ Kg} \\
 V_u &= 90853,08 \text{ N} = 9085,308 \text{ Kg} \\
 M_u &= 101574426 \text{ Nmm} = 10157,44 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$

Data Perencanaan :

$$\begin{aligned}
 \text{Kolom} &= \text{Box } 300 \times 300 \times 16 \times 16 \\
 \text{Balok} &= \text{WF } 400 \times 400 \times 13 \times 19 \\
 \text{Diameter baut} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Luas baut} &= 2,01 \text{ cm}^2 \\
 \text{Profil BJ 41, } f_y &= 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Baut A325, } f_u = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6. 20 Sambungan Kolom Box ke Balok WF

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi f_u^b A_b m \\ &= 0.75 \times 8250 \times 2.01 \times 1 \\ &= 4978.29 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4 d_b t f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 15 \times 825 \\ &= 10800 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{V_u}{n} = \frac{9085.308}{12} = 190 \text{ kg} < 4978.29 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol tarik

Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$T1 = M.d1/\sum d^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 10157,44 \text{ kgm} \cdot 0,35 \text{ m} / (0,35^2 + 0,245^2 + 0,105^2) \\
 &= 1836790 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pada T1 ditahan oleh 2 buah baut:

$$\begin{aligned}
 T1/n &= 1836790 \text{ kg} / 4 \text{ baut} \\
 &= 459197 \text{ kg} < \phi Tn = 497828,6 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

b. Cek ketebalan plat

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$N = 40 \text{ cm}$$

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{17804,45}{40 \times 40} = 11,12 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 10157,44}{40 \times 40^2} = 0,95 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 11,12 + 0,95 = 12,08 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2} = \frac{90 - (0,95 \times 40)}{2} = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\
 &= \left(12,08 - 2 \times 0,95 \cdot \frac{1}{90} \right) \left(\frac{7^2}{2} \right) + \left(2 \times 12,08 - \frac{1}{40} \right) \left(\frac{1^2}{3} \right) \\
 &= 6,642 \text{ kg.cm/cm}
 \end{aligned}$$

Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{0,9 f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 6,64}{0,9 \times 2500}} = 0,108 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

- Perencanaan Pelat Pengaku Pelat Landas
Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 2.4 = 1.2 \text{ cm}$$

Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 1.5 \text{ cm}$

c. Perencanaan Kekuatan Sambungan Las

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = (300 \times 300) \\ = 90000 \text{ mm}^2$$

$$S = b \cdot d + \frac{d^2}{3} \\ = 300 \cdot 300 + \frac{300^2}{3} \\ = 120000 \text{ mm}^2$$

Akibat beban geser sentris

$$f_v = \frac{V_u}{A} = \frac{90853,08}{90000} = 1 \text{ N/mm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_{Mu} = \frac{M_u}{S} = \frac{101574426}{120000} = 846 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_{Mu}^2} \\ = \sqrt{1^2 + 846^2} \\ = 846 \text{ N/mm}$$

$$f_{u \text{ las}} = 0.6 F_{EXX}(1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ = 0.6 \times 4923.1 \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) \\ = 2953.86 \text{ kg/cm}^2 \\ = 295,38 \text{ N/mm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u \text{ las}}} = \frac{846,45}{295,38} = 2,86 \text{ mm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{2,86}{0.707} = 4 \text{ mm} < (a_{\min} = 6 \text{ mm})$$

dipakai las dengan ketebalan 6 mm

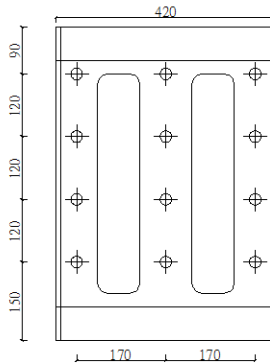
6.2.9 Sambungan Modul Balok

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 1429,2 \text{ N} = 14292 \text{ Kg} \\ V_u &= 44212,04 \text{ N} = 4421,204 \text{ Kg} \\ M_u &= 425873,9 \text{ Nmm} = 425,8739 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

Data Perencanaan :

$$\begin{aligned} \text{Diameter baut} &= 16 \text{ mm} \\ \text{Luas baut} &= 2,01 \text{ cm}^2 \\ \text{Profil BJ 41,} \quad f_y &= 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Baut A325,} \quad f_u &= 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 6. 21 Sambungan Modul

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi f_u^b A_b m \\ &= 0.75 \times 8250 \times 2,01 \times 1 \\ &= 4978,29 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 2.4 d_b t f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1,6 \times 15 \times 825 \\ &= 10800 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{4421,204}{4} = 1105,3 \text{ kg} < 4978,29 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol tarik

Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$\begin{aligned} T1 &= M \cdot d1 / \sum d^2 \\ &= 425,87 \text{ kgm} \cdot 0,36 \text{ m} / (0,36^2 + 0,24^2 + 0,12^2) \\ &= 760,49 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pada T1 ditahan oleh 2 buah baut:

$$\begin{aligned} T1/n &= 760,49 \text{ kg} / 3 \text{ baut} \\ &= 235,5 \text{ kg} < \phi T_n = 4978,286 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

b. Cek ketebalan plat

$$B = 42 \text{ cm}$$

$$N = 60 \text{ cm}$$

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{14292}{42 \times 60} = 5,67 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 425,87}{42 \times 60^2} = 0,2 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 5,67 + 0,2 = 5,69 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2} = \frac{90 - (0,95 \times 60)}{2} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\ &= (5,69 - 2 \times 0,2 \frac{1,5}{60}) \left(\frac{1,5^2}{2} \right) + (2 \times 0,2 - \frac{1,5}{60}) \left(\frac{1,5^2}{3} \right) \\ &= 6,4 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{0.9 f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 6,4}{0.9 \times 2500}} = 0,106 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm (OK)}$$

6.2.10 Sambungan Kolom Box Ke Rangka

Dari hasil output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

$$V_u = 125983,55 \text{ N} = 125983,55 \text{ Kg}$$

$$M_u = 159,084 \text{ Nmm} = 15908,4 \text{ Kgm}$$

Data Perencanaan :

Kolom = Box 300 x 300 x 16 x 16

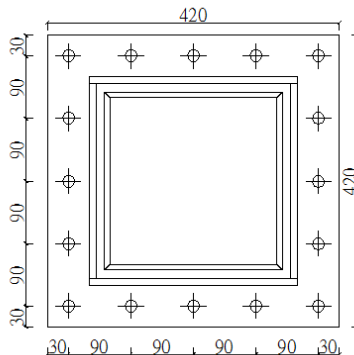
Diameter baut = 16 mm

Luas baut = $2,01 \text{ cm}^2$

Profil BJ 41, $f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Baut A325, $f_u = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 6. 22 Sambungan Kolom Box ke Rangka

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\phi R_n = \phi f_u^b A_b m$$

$$= 0.75 \times 8250 \times 2,01 \times 1$$

$$= 4978,29 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$$

$$= 0.75 \times 2.4 \times 1,6 \times 15 \times 825$$

$$= 10800 \text{ kg}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{125983,55}{5} = 2519,67 \text{ kg} < 4978,29 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol tarik

Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$T1 = M.d1/\sum d^2$$

$$= 425,8739 \text{ kgm} \cdot 0,36 \text{ m} / (0,36^2 + 0,27^2 + 0,18^2 + 0,09^2)$$

$$= 235,68 \text{ kg}$$

Pada T1 ditahan oleh 2 buah baut:

$$T1/n = 235,68 \text{ kg} / 3 \text{ baut}$$

$$= 78,56 \text{ kg} < \phi Tn = 4978,286 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

6.2.11 Sambungan antara kolom KC dengan Kolom Box

Dari output Etabs didapatkan gaya dalam sebagai berikut:

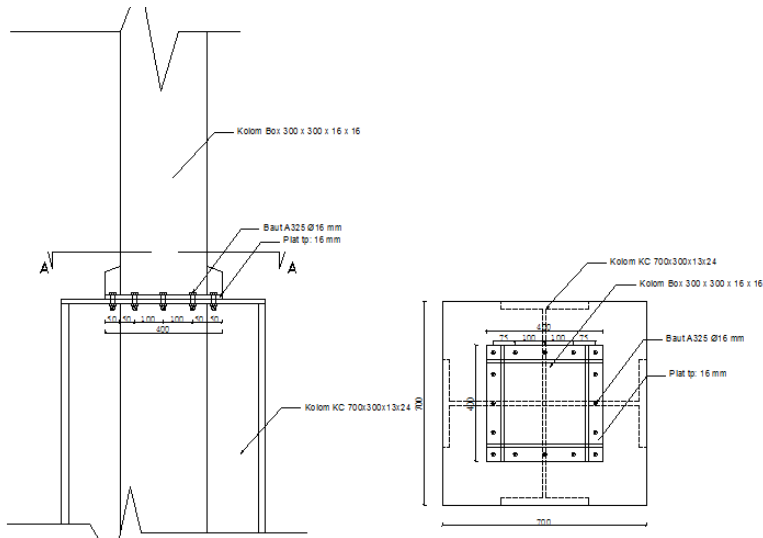
$$V_u = 75024,71 \text{ N} = 7502,471 \text{ Kg}$$

$$M_u = 77527421 \text{ Nmm} = 7752,7421 \text{ Kgm}$$

Data Perencanaan :

Kolom Box	= Box 300 x 300 x 16 x 16
Kolom KC	= KC 700 x 300 x 13 x 24
Diameter baut	= 16 mm = 1.6 cm
Luas baut	= 2,018 cm ²
Tebal pelat sambung	= 162 mm = 1.6 cm

Profil BJ 41, $f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$
 Baut A325, $f_u = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 6. 23 Sambungan Kolom KC dengan Kolom Box

a. Perencanaan Kekuatan Sambungan Baut

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi f_u^b A_b m \\ &= 0.75 \times 8250 \times 2.01 \times 1 \\ &= 4978.29 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 2.4 d_b t f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.6 \times 15 \times 825 \\ &= 11520 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol geser

$$V_u = \frac{V_u}{n} = \frac{7502.41}{20} = 375.124 \text{ kg} < 4978.29 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol tarik

Gaya tarik maksimum terjadi pada T1 dan di tahan oleh 2 baut, sehingga:

$$\begin{aligned} T1 &= M \cdot d1 / \sum d^2 \\ &= 7752,74 \text{ kgm} \cdot 0,35 \text{ m} \\ &\quad / (0,35^2 + 0,285^2 + 0,21^2 + 0,14^2 + 0,065^2) \\ &= 99888,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pada T1 ditahan oleh 4 buah baut:

$$\begin{aligned} T1/n &= 99888,1 \text{ kg} / 4 \text{ baut} \\ &= 2894,36 \text{ kg} < \phi Tn = 4978,286 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

b. Cek ketebalan plat

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$N = 40 \text{ cm}$$

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{125983,6}{40 \times 40} = 78,74 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 7752,7}{40 \times 40^2} = 0,72 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 78,72 + 0,72 = 79,47 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 d}{2} = \frac{40 - (0,95 \times 30)}{2} = 5,75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\ &= (79,47 - 2 \times 0,2 \frac{1,5}{60}) \left(\frac{5,75^2}{2} \right) + (2 \times 12,08 - \frac{5,75}{40}) \left(\frac{5,75^2}{3} \right) \\ &= 1324,66 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{0.9 f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 1324,66}{0.9 \times 2500}} = 1,53 \text{ cm} < 1,6 \text{ cm (OK)}$$

- c. Perencanaan Kekuatan Sambungan Las
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A = (300 \times 300) \\ = 90000 \text{ mm}^2$$

$$S = b \cdot d + \frac{d^2}{3} \\ = 300 \cdot 300 + \frac{300^2}{3} \\ = 120000 \text{ mm}^2$$

Akibat beban geser sentris

$$f_v = \frac{V_u}{A} = \frac{75024,7}{90000} = 0,93 \text{ N/mm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_{Mu} = \frac{M_u}{S} = \frac{77527421}{120000} = 646 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_{Mu}^2} \\ = \sqrt{0,93^2 + 646^2} \\ = 6846 \text{ N/mm}$$

$$f_{u \text{ las}} = 0.6 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ = 0.6 \times 4923.1 \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} 0^\circ) \\ = 2953.86 \text{ kg/cm}^2 \\ = 295,38 \text{ N/mm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u \text{ las}}} = \frac{646}{295,38} = 2,16 \text{ mm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{2,16}{0.707} = 3,1 \text{ mm} < (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

dipakai las dengan ketebalan 6 mm

6.2.12 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 763,52$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $40 \times 40 \times 4$

- Sambungan siku dengan balok utama tangga

Direncanakan :

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325 } (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \varnothing.V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 0.503 \\ &= 3111.429 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \varnothing.R_n &= \varnothing \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times 4100 \\ &= 2361,6 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$n = \frac{763,52}{2361,6} = 0.23 \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku

Direncanakan :

$$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325 } (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

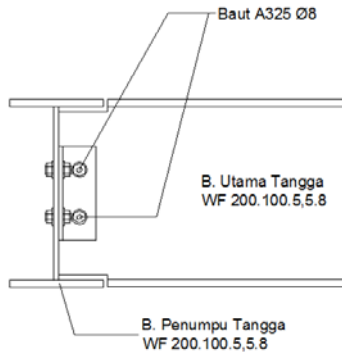
Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \varnothing.V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 0.503 \\ &= 1555.714 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{1372}{1555.714} = 0.88, \text{ dipasang 2 buah}$$



Gambar 6. 24 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 10 \times 0.4 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi.f_y.A_g &= 0.9 \times 2500 \cdot 4 \\ &= 9000 \text{ kg} > 763,52 \text{ kg} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

Kontrol patah

$$\begin{aligned}\phi_{\text{lubang}} &= 8 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9.5 \text{ mm} \\ &= 0.95 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\ &= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\ &= (10 - 2 \times 0.95) \times 0.4 = 3.24 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi.f_u.A_{nv} &= 0.75 \times 0.4 \times 4100 \times 3.24 \\ &= 3985,2 \text{ kg} > 763,52 \text{ kg} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

6.2.13 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 1371,62$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan plat sambung.

- Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

$\varnothing_{\text{baut}} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,5 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

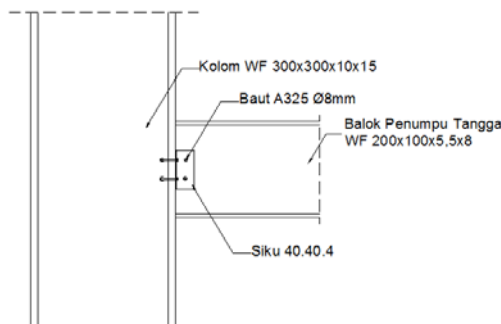
Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\varnothing.V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 0,5 \\ &= 1555,09 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\varnothing.R_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 0,8 \times 0,4 \times 4100 \\ &= 2361,6 \text{ kg} \quad (\text{menentukan})\end{aligned}$$

$$n = \frac{1371,62}{1555,09} = 0.88, \text{ dipasang 2 buah}$$



Gambar 6. 25 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Kontrol plat penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 8 \times 0,5 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \emptyset.fy.A_g &= 0.9 \times 2500 \times 4 \\ &= 9000 \text{ kg} > 1371,62 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol patah

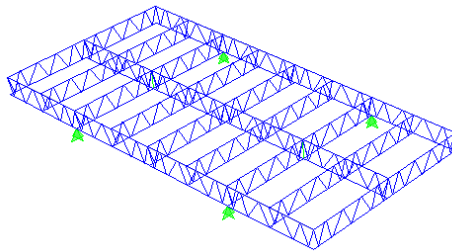
$$\begin{aligned} \emptyset_{\text{lubang}} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} \\ &= 0,95 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_l \\ &= (L - n \emptyset_{\text{lubang}}) \cdot t_l \\ &= (8 - 2 \times 0,95) \times 0,4 \\ &= 2,44 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.fu.A_{nv} &= 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 2,44 \\ &= 4501,8 \text{ kg} > 1371,62 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

6.3 Kontrol Pengangkatan

Pada kontrol pengangkatan sistem modul direncanakan pengangkatan menggunakan crane dengan luas denah modul 6m x 12m sehingga direncanakan 4 titik sebagai pengikat. Maka setiap profil perlu dikontrol kembali akibat pengangkatan yang terjadi. Analisa menggunakan Etabs dengan 4 tumpuan sebagai berikut :

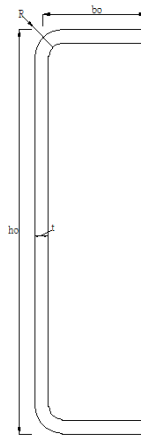


Gambar 6. 26 Pemodelan Pengangkatan Sistem Modul

6.3.1 Balok Rangka Batang Profil C

Balok memanjang direncanakan menggunakan profil C 300x65x8

h	$= 300 \text{ mm}$	r_y	$= 17 \text{ mm}$
b	$= 65 \text{ mm}$	r_x	$= 107,5 \text{ mm}$
t	$= 8 \text{ mm}$	K_x	$= 1$
r	$= 4,8 \text{ mm}$	K_y	$= 1$
L_x	$= 3000 \text{ mm}$	F_y	$= 250 \text{ Mpa}$
L_y	$= 3000 \text{ mm}$	E	$= 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 6. 27 Penampang Profil C 300x65x8

- a. Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_{ux} = 2341428 \text{ Nmm}$$

$$M_{uy} = 5817197 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 8471,46 \text{ N}$$

$$P_u = 47412,1 \text{ N}$$

- b. Kontrol dimensi

Lebar sayap dengan ketebalan

$$\frac{w}{t} < 60$$

$$52,2/8 = 6,525 < 60$$

Tinggi badan dengan ketebalan

$$\frac{h}{t} < 200$$

$$274,8/8 = 34,35 < 200$$

- c. Menentukan lebar efektif penampang

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Lebar efektif pada sayap

$$b \text{ (sayap)} = b_o - t - r = 65 - 8 - 4,8 = 52,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{52,2}{8} \right) \sqrt{\frac{63,19}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 52,2 \text{ mm}$$

$$b \text{ (badan)} = h - t - r = 300 - 8 - 4,8 = 274,4 \text{ mm}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{274,4}{8} \right) \sqrt{\frac{63,19}{200000}}$$

$$\lambda = 0,32$$

Karena $\lambda = 0,32 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 274,4 \text{ mm}$$

- d. Luas penampang efektif

$$A = 2 \cdot w \cdot t + 2 \left[1/4 \pi \left((R + t)^2 - R^2 \right) \right] + w \cdot t$$

$$A = 2.52,2.8 + 2\left[1/4\pi\left((4,8+8)^2 - 8^2\right)\right] + 274,4.8$$

$$A = 3251,57mm^2$$

$$A_{eff} = A - (2(w - \rho.w)t) - ((w - \rho.w)t)$$

$$A_{eff} = 3251,57 - (2(52,2 - 1.52,2)8) - ((274,4 - 1.274,4)8)$$

$$A_{eff} = 3251,57mm^2$$

- e. Momen inersia penampang

$$I_x = 37546768mm^4$$

$$I_x = 936744mm^4$$

- f. Dengan menggunakan software CFS maka didapatkan :

$$A = 3251,57mm^2$$

$$A_{eff} = 3251,57mm^2$$

$$I_x = 37546768mm^4$$

$$I_x = 936744mm^4$$

$$r_y = 17,09mm$$

$$r_x = 105,38mm$$

$$x_o = 26,66mm$$

$$x_1 = 8,96mm$$

$$J = 78806,3mm^4$$

$$C_w = 19 \times 10^9 mm^6$$

- g. Tegangan tekuk nominal harus diambil yang terkecil dari :

- Elastis flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$

$$(F_e) = \frac{\pi^2 200000}{(1.3000/17)^2}$$

$$(F_e) = 63,2Mpa$$

- Elastis torsional-flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 2532,6 \text{ Mpa}$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = 112,7 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2$$

$$\beta = 0,937$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right)$$

$$J = 78806,3 \text{ mm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = 76923,1 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{t a_0^2 b_0^3}{12} \left(\frac{3b_0 + 2a_0}{6b_0 + a_0} \right)$$

$$C_w = 19 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 247,42 \text{ Mpa}$$

$$(F_e) = 245,77 \text{ Mpa}$$

Jadi (Fe) yang menentukan adalah 63,2 Mpa

h. Desain flexural buckling

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n = 3251,57.63,2$$

$$P_n = 205451N$$

$$P_n = 20,55ton$$

(Menentukan)

- i. Desain local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A\pi^2 E}{25,7(w/t^2)} (kips)$$

$$P_n = \frac{A\pi^2 200000}{25,7(52,2/8^2)} (kips)$$

$$P_n = 1341,07(kips)$$

$$P_n = 608,484(ton)$$

- j. $P_n = 205451 N$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$47412,1 \leq 0,85.205451$$

$$47412,1 \leq 174633 \quad (\text{OK})$$

- k. Cek kombinasi aksial dan lentur

$$\Omega_c x P_u / P_n$$

$$1.8x10141,4 / 205451$$

$$0,089 \leq 0,15$$

Maka memakai :

$$\frac{\Omega_c x P_u}{P_n} + \frac{\Omega_b x M_x}{M_{nx} \alpha_x} + \frac{\Omega_b x M_y}{M_{ny} \alpha_y} \leq 1$$

- Menentukan M_n :

$$M_{nx} = S_e \cdot f_y$$

$$S_e = S_x = 250341 \text{ mm}^2$$

$$M_{nx} = 250341 \cdot 250$$

$$M_{nx} = 62585250 \text{ Nmm}$$

$$M_{ny} = S_e \cdot f_y$$

$$S_e = S_y = 28823 \text{ mm}^2$$

$$M_{ny} = 28823 \cdot 250$$

$$M_{ny} = 7205750 \text{ Nmm}$$

- Menentukan α_x :

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 37546768}{(1.3000)^2}$$

$$P_{Ex} = 8234928 \text{ N}$$

$$a_x = 1 - \frac{\Omega_c \cdot P}{P_{Ex}}$$

$$a_x = 1 - \frac{1,8.10141,4}{8234928}$$

$$a_x = 0,99$$

- Menentukan α_y :

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 936744}{(1.3000)^2}$$

$$P_{Ex} = 205451N$$

$$a_x = 1 - \frac{\Omega_c \cdot P}{P_{Ex}}$$

$$a_x = 1 - \frac{1,8 \cdot 10141,4}{205451}$$

$$a_x = 0,91$$

Maka

$$\frac{1,8 \times 208406,8}{47412,1} + \frac{1,8 \times 2341428}{62585250 \times 0,99} + \frac{1,8 \times 5817197}{7205750 \times 0,91} \leq 1$$

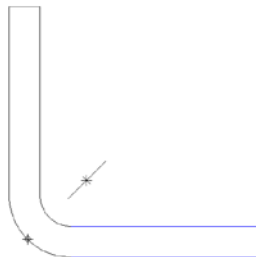
$$0,96 \leq 1 \quad (\text{OK})$$

6.3.2 Balok Rangka Batang Profil Siku

Balok rangka direncanakan menggunakan profil

L 40x40x8

h	= 40 mm	ry	= 11,83 mm
b	= 40 mm	rx	= 11,83 mm
t	= 8 mm	Kx	= 1
r	= 4,8 mm	Ky	= 1
Lx	= 676,5 mm	Fy	= 250 Mpa
Ly	= 676,5 mm	E	= 200000 Mpa



Gambar 6. 28 Penampang Profil Siku 40x40x8

- a. Dari analisis Etabs, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada rangka balok adalah sebagai berikut :

$$P_u = 21324,9 \text{ N (tekan)}$$

$$P_u = 20217,15 \text{ N (tarik)}$$

- b. Kontrol dimensi

Lebar sayap dengan ketebalan

$$\frac{w}{t} < 60$$

$$27,2/8 = 3,4 < 60$$

- c. Menentukan lebar efektif penampang

$$b_{eff} = \rho \cdot b$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Lebar efektif pada sayap

$$b \text{ (sayap)} = b_o - t - r = 40 - 8 - 4,8 = 27,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{27,2}{8} \right) \sqrt{\frac{234,61}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 27,2 \text{ mm}$$

$$b \text{ (badan)} = h - t - r = 40 - 8 - 4,8 = 27,2 \text{ mm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{0,43}} \left(\frac{27,2}{8} \right) \sqrt{\frac{234,61}{200000}}$$

$$\lambda = 0,19$$

Karena $\lambda = 0,19 \leq 0,673$ maka

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 27,2mm$$

d. Cek kondisi tekan

Dengan menggunakan software CFS maka didapatkan :

$$A = 534,8mm^2$$

$$A_{eff} = 534,8mm^2$$

$$I_x = 74931mm^4$$

$$I_y = 74931mm^4$$

$$r_y = 11,83mm$$

$$r_x = 11,83mm$$

$$x_o = 8,52mm$$

$$x_1 = 8,96mm$$

$$C_w = 53127mm^6$$

$$J = 11409mm^4$$

Tegangan tekuk nominal harus diambil yang terkecil dari :

- Elastis flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2}$$

$$(F_e) = \frac{\pi^2 200000}{(1.676,5/11,8)^2}$$

$$(F_e) = 604,3 \text{ Mpa}$$

- Elastis torsional-flexural buckling stress

$$(F_e) = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_{ex} = 604,3 \text{ Mpa}$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = 20,8 \text{ mm}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2$$

$$\beta = 0,832$$

$$J = \Sigma \left(\frac{1}{3} b t^3 \right)$$

$$J = 11409 \text{ mm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$G = 76923,1 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{t a_0^2 b_0^3}{12} \left(\frac{3b_0 + 2a_0}{6b_0 + a_0} \right)$$

$$C_w = 53127 \text{ mm}^6$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 3789,28 \text{ Mpa}$$

$$(F_e) = 586,32 \text{ Mpa}$$

Jadi (Fe) yang menentukan adalah 586,32Mpa

Desain flexural buckling

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n = 534,8 \times 223,35$$

$$P_n = 119448,1 \text{ N}$$

$$P_n = 11,94 \text{ ton}$$

(Menentukan)

Desain local buckling pada sayap

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7(w/t^2)} (\text{kips})$$

$$P_n = \frac{534,8 \pi^2 200000}{25,7(27,2/8^2)} (\text{kips})$$

$$P_n = 812,37 (\text{kips})$$

$$P_n = 368,8 (\text{ton})$$

$$P_n = 119448,1 \text{ N}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$21324,9 \leq 0,85 \cdot 119448,1$$

$$21324,9 \leq 101531 \quad (\text{OK})$$

e. Cek kondisi tarik

$$P_u (\text{tarik}) = 20217,15 \text{ N}$$

$$P_n = A_g \cdot f_y$$

$$= 534,8 \cdot 250$$

$$= 133700 \text{ N} \quad (\text{Menentukan})$$

$$P_n = 0,85 \cdot k \cdot A_e \cdot f_u$$

$$\begin{aligned} &= 0,85.0,75.534,8.410 \\ &= 139783,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \emptyset.P_n$$

$$20217,15 \leq 0,85.133700$$

$$20217,15 \leq 113645 \quad (\text{OK})$$

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum

Pondasi adalah komponen struktur pendukung bangunan yang berada di posisi paling bawah dan berfungsi meneruskan beban struktur atas ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemakaian pondasi dalam bergantung pada kekuatan tanah yang ada. Jika penggunaan pondasi dangkal tidak cukup kuat menahan beban struktur di atasnya, maka digunakan pondasi dalam. Umumnya pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti apartemen, hotel dll. Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), lain sebagainya.

Pondasi yang akan direncanakan pada Fave Hotel Bojonegoro ini memakai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Jaya Beton Indonesia. Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan dan perencanaan poer (pile cap).

7.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah dimanasuatu struktur akan dibangun. Sehingga kita bisa merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data hasil penyelidikan di lapangan. Adapun data tanah yang telah tersedia di lapangan data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT).

7.3 Kriteria Desain

Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang prestress (*Prestressed Concrete Pile*) dengan berjenis *Spun Piles*.
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :
 - Dimensi luar = Ø500 mm
 - Luas penampang = 1963,5cm²
 - P_{bahan} = 178 ton

Sumber : PT.Jaya Beton Indonesia.

7.4 Daya Dukung Tanah

7.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 20,50 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \times A_p$

$$= (N_p \times K) \times A_p$$

$$= (48,67 \times 20) \times 0.287$$

$$= 275,2 \text{ ton}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar $4D = (4 \times 0.5) = 2,0$ m
di atas hingga $4D$ di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{32 + 103 + 11}{3} \right)$$

$$= 48,67$$

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2 , untuk tanah lempung

= 20 t/m^2 , untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2 , untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2 , untuk tanah pasir

= 40 t/m^2 , untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times (0.5)^2 = 0.196 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad Q_s &= q_s \times A_s \\ &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \\ &= \left(\frac{12,07}{3} + 1 \right) \times 32,2 \\ &= 161,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \times 0.50 \times 20,5 = 32,2 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin(1tiang)} = \frac{Q_u}{SF} = \left(\frac{161,77 + 191,11}{3} \right) = 117,6 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

7.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Pada saat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah grup, daya dukungnya akan mengalami modifikasi karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Modifikasi ini dibedakan menjadi 2 sebab yaitu :

1. Pengaruh grup pada saat pelaksanaan pemancangan tiang pondasi
2. Pengaruh grup akibat sebuah beban yang bekerja.

Untuk perhitungan daya dukung tiang pondasi grup harus dikalikan koefisien efisiensi.

$$Q_{\text{grup}} = Q_{l \text{ (1 tiang)}} \times n \times C_e$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\theta / S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

- Q_{grup} = Daya dukung tiang pondasi grup
 $Q_{l \text{ 1 tiang}}$ = Daya dukung 1 tiang pondasi
 n = Jumlah tiang pondasi dalam satu grup
 C_e = Koefisien efisiensi
 θ = diameter tiang pondasi
 S = Jarak as ke as antar tiang
 m = Jumlah baris

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

- D = diameter tiang pancang
 s = jarak antar tiang pancang
 m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris
 n = jumlah baris tiang pancang
 Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

Apabila jarak antar tiang pancang dalam grup $\geq 3D$, efisiensi daya dukung tiang tidak perlu diperhitungkan.

7.4.3 Repartisi Beban-beban di Atas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2}$$

Dimana :

P_v = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

7.2 Perhitungan Pondasi Bangunan

7.2.1 Tipe Pile Cap (PC1)

7.2.1.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi

Jaya Beton), didapat : $\bar{P}_{\text{tiang}} = 178 \text{ ton}$.

- Daya dukung tanah :

$\bar{P}_{\text{tiang}} = 117,62 \text{ ton}$

Maka daya dukung satu tiang dipakai sebesar 117,62 ton.

Perhitungan jarak tiang : ($D = 50 \text{ cm}$)

$2D \leq S \leq 2.5D$ dengan $S = \text{jarak antar tiang}$

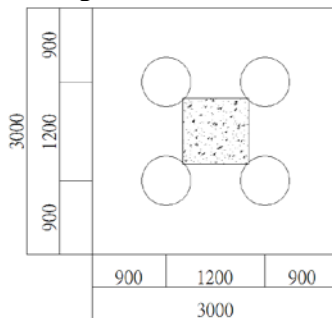
$120 \leq S \leq 150$ dipakai $S = 120 \text{ cm}$

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan $S = \text{jarak tepi}$

$60 \leq S \leq 90$ dipakai $S = 90 \text{ cm}$

Direncanakan pondasi tiang dengan 4 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1.2 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7. 1 Pondasi Tiang Pancang Kolom

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50 \text{ cm}$,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1200} \right) \left[\frac{(2-1)^2 + (2-1)^2}{90 \times 2 \times 2} \right]$$

$$= 0,70$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D)20,5m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 117,2 \text{ ton} \times 0,7 = 82,34 \text{ ton.}$$

Jadi diambil P beban tetap = 82,34 ton (dari daya dukung tanah).

7.2.1.2 Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis Etabs pada kolom, diperoleh:

Tabel 7. 1 Hasil Analisis Etabs untuk Kolom

Kombinasi	P (Kg)	HX (Kg)	HY (Kg)	MX (Kgm)	MY (Kgm)
1D+1L	283580.18	11254.25	1296.47	1635.211	6563.593
1D+1L+EX	285739.56	13704.47	14189.42	25475.926	14625.897
1D+1L+EY	284230.13	6120.36	20384.71	11220.742	23147.514

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 4 \times (1,2/2)^2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 6 \times (1,2/2)^2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$P_{D+L} = \frac{283580,18}{4} + \frac{6563,59 \times 0,6}{1,44} + \frac{1635,21 \times 0,6}{1,44}$$

$$= 74311,21 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+E_x} = \frac{285739,56}{4} + \frac{14625,89 \times 0,6}{1,44} + \frac{25475,93 \times 0,6}{1,44}$$

$$= 88143,98 \text{ kg (menentukan)}$$

$$P_{D+L+E_y} = \frac{284230,13}{4} + \frac{23147,51 \times 0,6}{1,44} + \frac{11220,74 \times 0,6}{1,44}$$

$$= 85377,64 \text{ kg}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 74311,21 \text{ kg} < Q_{ijin} = 82340 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 88143,98 \text{ kg} < Q_{ijin} = 1.25 \times 82340 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 88143,98 \text{ kg} < Q_{ijin} = 102925 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,5 \text{ m}$

$$M_x = L_e \times H_y$$

$$= 1,5 \text{ m} \times 13,7 \text{ t} = 20,55 \text{ tm}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{20,55}{4} = 5,13 \text{ tm}$$

$$M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi Jaya Beton)}$$

$$5,13 \text{ tm} < 12,5 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

$$M_y = L_e \times H_y$$

$$= 1,5 \times 14,2 \text{ t}$$

$$= 21,3 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{21,3}{4} = 5,33 \text{ tm}$$

$$M_y < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi Jaya Beton)}$$

$$5,33 \text{ tm} < 12,5 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

7.2.1.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

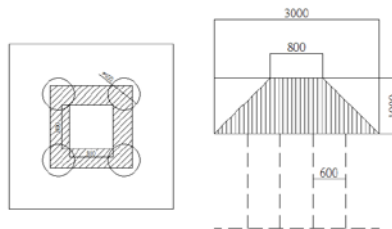
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang)	= 82,34 ton
- Jumlah tiang pancang	= 4 buah
- Dimensi poer	= $3.0 \times 3.0 \times 1.0$ m
- Mutu beton (f_c')	= 30 MPa
- Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
- Diameter tulangan	= 22 mm
- Selimut beton	= 70 mm
- Tinggi efektif (d)	
$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22$	= 919 mm
$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22)$	= 897 mm

7.2.1.4 Kontrol Geser Pons

- Akibat Kolom Pedestal

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



Gambar 7. 2 Geser Ponds Akibat Kolom

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Atau

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$(\text{daerah beban terpusat}) = \frac{1000}{1000} = 1$$

Tinggi efektif balok poer :

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= 2(b_k + d) + 2(b_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 \times (800 + 919) \times 2 = 6876 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 6876 \times 919$$

$$= 17305414,7 \text{ N}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 6876 \times 919$$

$$= 11536943,1 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 11536943,1 = 6922165,88 \text{ N}$$

$$= 692216,588 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya pada Pu kolom} = 285739,56 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 692216,588 \text{ kg} > P_u = 285739,56 - 88488$$

$$= 197250,56 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Pancang

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

atau,

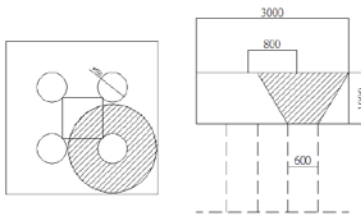
$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$(\text{daerah beban terpusat}) = \frac{600}{600} = 1$$

$$\begin{aligned} b_o &= \text{keliling dari penampang kritis poer} \\ &= 2 (600 + 919) + 2 (600 + 919) \\ &= 6076 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 7. 3 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 6076 \times 919 \\ &= 15291986,58 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{c_2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 6076 \times 919$$

$$= 10194657,7 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 10194657,7 = 6116794,6 \text{ N}$$

$$= 611679,46 \text{ kg}$$

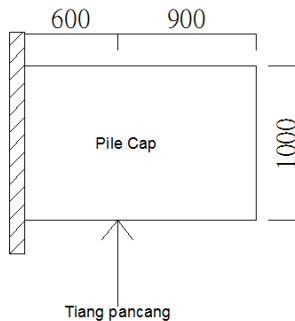
$$\text{Gaya pada } P_u \text{ kolom} = 197250,56 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 611679,46 \text{ kg} > P_{u \max} = 197250,56 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

7.2.1.5 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom pedestal. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7. 4 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever

$$P_{\max} = 88,489 \text{ ton}$$

$$P = 2 \times 88,489 = 176,87 \text{ ton}$$

$$q = 2.4 \times 3 \times 1 = 7,2 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 7,2 \text{ ton/m} \times 1 = 7,2 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 2P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2$$

$$= (176,87 \times 0,6) - (\frac{1}{2} \times 7,2 \times (0,6+0,9)^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= 124,633 \text{ ton.m} = 124633 \text{ Kg.m} \\
 dx &= 1000 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 919 \text{ mm} \\
 dy &= 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 897 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{124633,49}{0,9 \times 1 \times 0,897^2} \\
 &= 172110,5 \text{ Kg/m}^2 = 1,72 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,72}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,004459
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &: \rho \text{ min} = \rho \text{ perlu} \\
 &0,002 < 0,004459
 \end{aligned}$$

$$\text{dipakai } \rho = 0,004459$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\
 &= 0,004459 \times 1000 \times 897 \\
 &= 4097,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \emptyset$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' \times b} \\
 &= \frac{4097,53 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 64,27
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\
 &= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64,27}{0,8357} = 76,9$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{897 - 76,9}{76,9} 0,003$$

$$= 0,031 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 120 \text{ mm}$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang tulangan} = \emptyset 22 - 90 \text{ mm } (4181,45 \text{ mm}^2)$$

Penulangan Arah X

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{124633,49}{0,9 \times 1 \times 0,919^2} = 163968,8 \text{ Kg/m}^2 = 1,639 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,639}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,00424$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\text{Syarat} : \rho \text{ min} = \rho \text{ perlu} \\ 0,002 < 0,00424$$

$$\text{dipakai } \rho = 0,00424$$

Luas Tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times 1000 \times dx \\ &= 0,00424 \times 1000 \times 919 \\ &= 3896,778 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \emptyset$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b}$$

$$= \frac{3896,778 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 61,12$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7)$$

$$= 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{61,12}{0,8357} = 73,14$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{919 - 73,14}{73,14} 0,003$$

$$= 0,034 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 1000 \text{ mm}$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = Ø22 - 90 mm (4181,45 mm²)

7.2.2 Tipe Pile Cap (PC2)

7.2.2.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi

Jaya Beton), didapat : $\bar{P}_{\text{tiang}} = 118 \text{ ton}$.

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 100,7 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang dipakai sebesar 100,7 ton.

Perhitungan jarak tiang : (D = 40 cm)

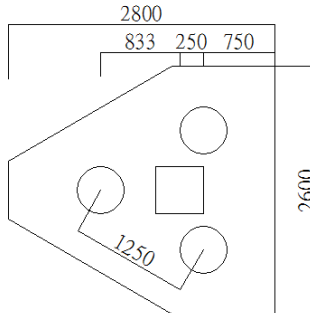
$$2D \leq S \leq 2,5D \quad \text{dengan } S = \text{jarak antar tiang}$$

$$80 \leq S \leq 100 \quad \text{dipakai } S = 100 \text{ cm}$$

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan S = jarak tepi

$40 \leq S \leq 60$ dipakai $S = 60$ cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 3 tiang pancang.
Jarak dari as ke as tiang adalah 1.25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7. 5 Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 40$ cm, Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D)20,5m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

P beban tetap = $100,7 \text{ ton} \times 0,74 = 74,5 \text{ ton}$.

Jadi diambil P beban tetap = 74,5 ton (dari daya dukung tanah).

7.2.2.2 Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis Etabs pada kolom, diperoleh:

Tabel 7. 2 Hasil Analisis Etabs untuk Kolom

Kombinasi	P (Kg)	HX (Kg)	HY (Kg)	MX (Kgm)	MY (Kgm)
1D+1L	80140.35	1923.6	11511.57	1091.737	5100.632
1D+1L+EX	80460.75	2601.96	11571.61	1354.424	5164.313
1D+1L+EY	80240.31	2086.32	11618.67	1173.731	5293.458

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 2 \times (0,625/2)^2 = 0,78 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 2 \times (0,25)^2 + 1 \times (0,833)^2 = 0,82 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{D+L} &= \frac{80140,35}{3} + \frac{5100,63 \times 0,625}{0,78} + \frac{1091,737 \times 0,83}{0,818} \\ &= 43127,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{D+L+E_x} &= \frac{80460,75}{3} + \frac{5164,313 \times 0,625}{0,78} + \frac{1354,42 \times 0,83}{0,818} \\ &= 32605,78 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{D+L+E_y} &= \frac{80240,31}{3} + \frac{5293,45 \times 0,625}{0,78} + \frac{1173,73 \times 0,83}{0,818} \\ &= 32414,858 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 43127,15 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 74,5 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 32605,78 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1,25 \times 74,5 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 32605,78 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 93,12 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

L_e = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_y \\ &= 1,5 \text{ m} \times 2,6 \text{ t} = 3,9 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{3,9}{3} = 1,3 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_x &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi Jaya Beton)} \\ 1,3 \text{ tm} &< 6,5 \text{ tm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= L_e \times H_y \\ &= 1,5 \times 11,6 \text{ t} \\ &= 16,5 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{16,5}{3} = 5,5 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi Jaya Beton)} \\ 5,5 \text{ tm} &< 6,5 \text{ tm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

7.2.2.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

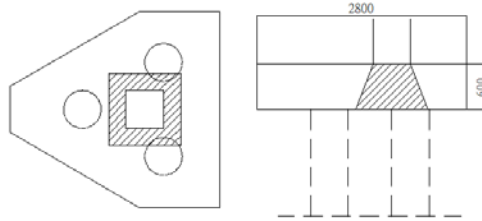
- P_{max} (1 tiang) = 74,5 ton
- Jumlah tiang pancang = 3 buah
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 70 mm
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 400 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 319 \text{ mm}$
- $d_y = 400 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 297 \text{ mm}$

7.2.2.4 Kontrol Geser Pons

- Akibat Kolom Pedestal

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa

kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



Gambar 7. 6 Geser Ponds Akibat Kolom

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Atau

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$(\text{daerah beban terpusat}) = \frac{500}{500} = 1$$

Tinggi efektif balok poer :

$$d_x = 600 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 519 \text{ mm}$$

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_k + d) + 2(b_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 \times (500 + 519) \times 2 = 4076 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 4076 \times 519$$

$$= 5793381,9 \text{ N}$$

$$V_{c_2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4076 \times 519$$

$$= 3862254,66 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 3862254,66 = 2317352,8 \text{ N}$$

$$= 231735,28 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya pada Pu kolom} = 80460,75 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 231735,28 \text{ kg} > P_u = 80460,75 - 29801,87$$

$$= 50658,87 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Pancang

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

atau,

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

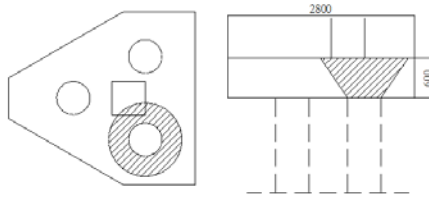
$$\beta_c = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$(\text{daerah beban terpusat}) = \frac{400}{400} = 1$$

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis poer}$$

$$= 2 (400 + 519) + 2 (400 + 519)$$

$$= 3676 \text{ mm}$$



Gambar 7. 7 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d \\
 &= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3676 \times 519 \\
 &= 5224845,9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 3676 \times 519 \\
 &= 3483230,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.6 \times 3483230,6 = 208993,84 \text{ N} \\
 &= 208993,8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

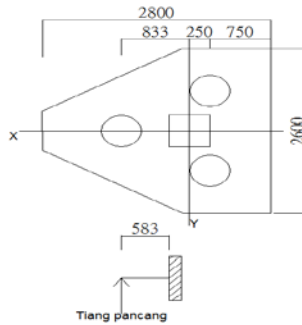
Gaya pada P_u kolom = 50685,87 kg

$$\phi V_c = 208993,8 \text{ kg} > P_{u \max} = 50658,87 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

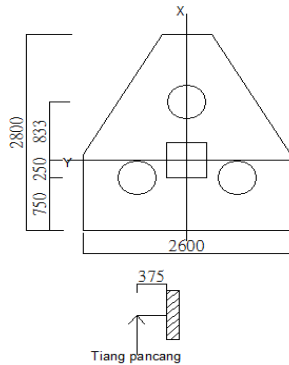
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

7.2.2.5 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom pedestal. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7. 8 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever Arah X



Gambar 7. 9 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever Arah Y

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 118 \text{ ton} \\
 M_{uy} &= (1 \times P_{\max} \times L \times SF) \\
 &= (1 \times 118 \times 0,375 \times 1,2) \\
 &= 53,1 \text{ tm} = 53100 \text{ Kg.m} \\
 M_{ux} &= (1 \times P_{\max} \times L \times SF) \\
 &= (1 \times 118 \times 0,583 \times 1,2) \\
 &= 82,55 \text{ tm} = 82550 \text{ Kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dx &= 600 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 519 \text{ mm} \\
 dy &= 600 - 70 - 22 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 497 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

$$\emptyset = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{53100}{0,9 \times 1 \times 0,497^2} \\ = 238857,7 \text{ Kg/m}^2 = 2,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ = \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,4}{0,85 \times 30}} \right) \\ = 0,00628$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$\text{Syarat} : \rho \text{ min} = \rho \text{ perlu}$$

$$0,002 < 0,00628$$

$$\text{dipakai } \rho = 0,00628$$

Luas Tulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times 1000 \times dx \\ = 0,00628 \times 1000 \times 497 \\ = 3259,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek nilai } \emptyset$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b} \\ = \frac{3259,76 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 51,13$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ = 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,13}{0,8357} = 61,1$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\epsilon_t = \frac{497 - 61,1}{61,1} 0,003$$

$$= 0,021 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 600 \text{ mm}$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = Ø22 - 90 mm (3421,2 mm²)

Penulangan Arah X

$$\phi = 0,9 \text{ (asumsi)}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{82550}{0,9 \times 1 \times 0,519^2}$$

$$= 340517,8 \text{ Kg/m}^2 = 3,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,4}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,009$$

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

Syarat : $\rho \text{ min} = \rho \text{ perlu}$

$$0,002 < 0,009$$

dipakai $\rho = 0,009$

Luas Tulangan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times 1000 \times dx$$

$$= 0,009 \times 1000 \times 519$$

$$= 4760,7 \text{ mm}^2$$

Cek nilai ϕ

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \times b}$$

$$= \frac{4760,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 74$$

$$\beta_1 = 0,85 - (0,05 \times (f_c' - 28) / 7) \\ = 0,85 - (0,05 \times (30 - 28) / 7) = 0,8357$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74}{0,8357} = 89,35$$

$$\varepsilon_t = \frac{d - c}{c} 0,003$$

$$\varepsilon_t = \frac{519 - 89,35}{89,35} 0,003$$

$$= 0,014 > 0,005 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)$$

syarat jarak maksimum

$$2h = 2 \times 600 \text{ mm}$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan = Ø19 - 90 mm (4941,7 mm²)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII PENUTUP

8.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
 - a. Plat lantai menggunakan bondek SUPER FLOOR DECK $t = 0,75$ mm, dengan tebal plat beton :
 - Lantai atap $t = 90$ mm
 - Lantai Perkantoran $t = 90$ mm
 - b. Balok anak
 - Lantai Perkantoran WF $300 \times 150 \times 5,5 \times 8$
2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
 - a. Balok:
 - WF $400 \times 200 \times 8 \times 13$
 - WF $400 \times 400 \times 13 \times 19$
 - Cannal $350 \times 65 \times 8$ (cold formed)
 - Siku $65 \times 65 \times 8$ (cold formed)
 - Bracing $100 \times 100 \times 6$ (cold formed)
 - b. Kolom :
 - KC $700 \times 300 \times 13 \times 24$
 - Box $300 \times 300 \times 16 \times 16$
 - Kolom beton 100×100
 - Kolom beton 50×50
3. Permodelan analisis struktur menggunakan porogram bantu Etabs, dengan 4 kontrol desain yaitu:
 - a. Kontrol partisipasi massa.
 - b. Kontrol periode getar struktur.
 - c. Kontrol nilai akhir respon spektrum.
 - d. Kontrol batas simpangan (*drift*).
4. Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output Etabs.

Dalam perencanaan ini, sambungan yang digunakan adalah sambungan las & baut.

5. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. WIKA Beton dengan $D = 50$ cm dan $D = 40$ cm dengan kedalaman 20,5 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
6. Hasil dari perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran gambar berupa gambar teknik.

8.2. Saran

1. Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur cold formed lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.
2. Desain seharusnya dilakukan peninjauan dan percobaan terlebih dahulu terutama pada sambungan-sambungan dan profil pada cold formed.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Jakarta : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Canai Dingin (SNI 7971-2013)**. Jakarta : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2015)**. Jakarta : BSN
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**, Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Marwan, Isdarmanu, 2006. **Buku Ajar : Struktur Baja I**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
- Indarto, Himawan. 2013. **Aplikasi SNI Gempa 1726:2012**. Semarang
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)**. Jakarta : Erlangga.
- Yu, Wei-Wen. 2000. **Cold-Formed Steel Design**. New York.
- Dubina, Dan. 2014. **Cold-Formed Steel Design**. Romania :Politehnica University Timisoara.

- Meiyalagan, M. 2010. **Investigation on Cold – formed C-Section Long Column with intermediate Stiffner & Corner Lips-under Axial Compression.** International Journal of Applied Engineering Research, Dindigul. Vol.1 No.1.
- Sugihardjo, Hidayat. 2010. **Kontribusi Pengaku Longitudinal Pada Kekuatan dan Kekuatan Balok Baja Canai Dingin Penampang -C.** Jurnal Dinamika Teknik Sipil. Vol. No.1.
- Heva, Yasintha Bandula. 2009. **Behaviour And Design Of Cold-Formed Steel Compression Members At Elevated Temperatures.** Austalia:Queensland University of Technology.
- Bambach, M. (2010). **Unified Element and Section Approach to Design of Cold-Formed Steel Structures.** Journal of Structural Engineering.

BIODATA PENULIS



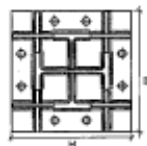
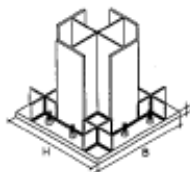
Achmad Faiq Adhi Atma, dilahirkan di Mojokerto, 12 November 1992, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal TK Dharmawanita Plososari Puri – Mojokerto tahun 1999, SDN Plososari Puri - Mojokerto tahun 2005, SMPN 1 Gondang tahun 2008, dan SMAN 1 Gondang tahun 2011. Setelah lulus dari SMA Penulis mengikuti Tes Masuk Program Diploma Teknik yang diselenggarakan oleh ITS Surabaya dan diterima di Program Studi Diploma 3 Teknik Sipil ITS Surabaya tahun 2011. Setelah lulus dari Diploma 3 Penulis mengikuti Tes Masuk Program S1 Lintas Jalur yang diselenggarakan ITS Surabaya dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS tahun 2014, Terdaftar sebagai Mahasiswa dengan NRP 3114106018. Di Jurusan Teknik Sipil Penulis mengambil bidang studi Struktur. Bila ingin berbagi informasi dengan penulis bisa melalui *email*: achmadfaiq86@gmail.com

FIXED BASE PLATES

FOR KING CROSS

METRIC SIZE

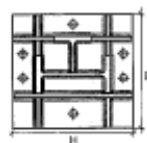
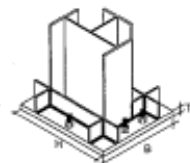
PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN KING CROSS
mm	mm	mm	mm	kg	
BKX-01	302	302	24	17.15	K-150 x 75
BKX-02	302	302	28	27.23	K-200 x 100
BKX-03	350	350	28	35.06	K-150 x 90
BKX-04	425	425	32	45.59	K-250 x 125
BKX-05	424	424	30	42.34	K-240 x 124
BKX-06	476	476	34	60.47	K-300 x 150
BKX-07	450	450	30	47.59	K-200 x 140
BKX-08	500	500	38	92.01	K-350 x 175
BKX-09	522	522	35	74.86	K-340 x 174
BKX-10	600	600	47	132.82	K-400 x 200
BKX-11	572	572	38	97.60	K-300 x 150
BKX-12	690	690	44	169.93	K-450 x 225
BKX-13	700	700	45	176.94	K-500 x 250
BKX-14	800	800	47	236.13	K-600 x 300
BKX-15	788	788	52	253.47	K-580 x 300
BKX-16	900	900	54	343.36	K-700 x 350
BKX-17	1000	1000	55	431.70	K-800 x 300



FOR QUEEN CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN QUEEN CROSS
mm	mm	mm	mm	kg	
BKQ-01	302	265	22	13.82	Q-150 x 75
BKQ-02	376	328	27	26.89	Q-200 x 100
BKQ-03	374	324	25	23.85	Q-180 x 90
BKQ-04	450	380	31	42.49	Q-250 x 125
BKQ-05	424	362	29	34.94	Q-240 x 124
BKQ-06	500	425	34	58.72	Q-300 x 150
BKQ-07	474	400	30	44.85	Q-285 x 140
BKQ-08	580	483	37	73.90	Q-350 x 175
BKQ-09	522	438	33	58.99	Q-340 x 174
BKQ-10	600	500	41	88.95	Q-400 x 200
BKQ-11	690	498	38	88.54	Q-390 x 190
BKQ-12	880	525	43	118.59	Q-450 x 200
BKQ-13	700	580	45	136.90	Q-500 x 200
BKQ-14	800	600	47	177.40	Q-600 x 300
BKQ-15	788	644	51	203.17	Q-680 x 300
BKQ-16	900	700	54	267.36	Q-700 x 300
BKQ-17	1000	790	56	323.81	Q-800 x 300



NOTES:

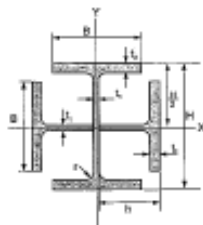
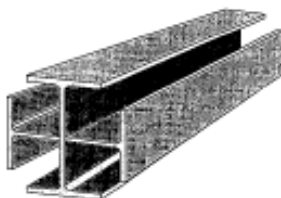
Material specification as per JS G 3101 ; SS 400

TOLERANCE (mm)		
t	H, B	
± 0.5	± 2	



P.T. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business

KING CROSS



METRIC SIZE

SECTION WEIGHT	STANDARD SECTIONAL DIMENSION						SECTIONAL AREA	NET WEIGHT	INFORMATIVE REFERENCE							
	DEPTH OF SECTION	FLANGE WIDTH	THICKNESS WEB	CORNER RADIUS	FLANGE RADIUS	R			GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION			
									I _x	I _y	I _x	I _y	Z _x	Z _y		
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³		
K 150 x 75	150	75	5.0	7	8	35.75	28.0	7.50	267	5.45	4.58	85.6	95.1	95.1		
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.30	42.5	1.874	2,895	8.03	6.21	187.4	203.8	203.8		
K 150 x 90	150	90	4.5	7	11	45.36	35.4	1.854	1,778	5.04	6.23	171.3	175.8	175.8		
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.31	58.2	4.244	4,967	7.59	7.79	347.3	395.8	395.8		
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3.765	3,834	7.59	7.75	303.6	310.2	310.2		
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.58	73.4	7.715	8,073	9.68	9.29	514.5	529.9	529.9		
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.88	64.0	6.762	7,034	9.19	8.28	463.8	460.9	460.9		
K 350 x 175	350	175	7	11	14	120.59	95.2	14.854	15,128	13.75	10.95	831.7	847.6	847.6		
K 348 x 174	348	174	6	9	14	105.38	82.8	11.862	12,321	13.62	10.62	887.4	700.0	700.0		
K 400 x 200	400	200	8	13	16	166.34	130.0	25.440	28,619	12.30	12.55	1,272.8	1,299.8	1,299.8		
K 398 x 199	398	199	7	11	16	144.32	113.3	21.480	22,269	12.19	12.19	1,280.3	1,105.1	1,105.1		
K 450 x 250	450	250	8	14	18	200.52	162.0	35.970	38,801	13.62	13.30	1,570.8	1,605.7	1,605.7		
K 500 x 300	500	300	10	16	20	230.42	179.2	49.940	52,109	14.79	15.17	1,867.8	2,648.6	2,648.6		
K 600 x 300	600	300	11	17	22	266.86	212.0	79.880	83,229	17.24	17.24	2,862.7	2,734.4	2,734.4		
K 598 x 300	598	300	12	20	25	305.98	242.0	127.320	120,865	18.15	18.15	4,330.4	4,418.5	4,418.5		
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471.03	363.7	211.800	230,791	21.21	21.85	6,851.4	6,103.3	6,103.3		
K 800 x 300	800	300	14	30	28	534.82	418.8	320.700	315,027	23.83	24.27	7,823.5	7,142.2	7,142.2		

NOTE:

- h = H/2 = height of T-Beam.
- Tolerance, h = + 2 mm.
- Material specification refer to Wide Flange Shape.
- Welded specification as per AWS E - 6013.
- K 700 x 300 and K 800 x 300 are made from IWF import.



HEAD OFFICE
AND FACTORY

Irman Bonjol 4, Wening Bongkok, Suka Damsu, Cibitung, Bekasi, West Java, INDONESIA
Phone : 62-21-8900111, Sales Dept. 62-21-8900985, EDC Dept. 62-21-4713300
Fax : 62-21-8900555, URL : <http://www.gununggaruda.com>, E-mail : gunung@gununggaruda.com

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES (JBI PILES) JIS. A 5335



The manufacture of JBI piles uses a combined system : prestressing, spinning and steam curing which are done in the plant. Due to above system, the resulted processes the following qualities : Stable, high quality, high density of concrete, with extremely low absorption rate, totally free of corrosion problem. High resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40, 60, 80, 100 Kg/Cm² respectively. Bearing capacity determined by the material with concrete allowable stress according to ACI 543 : $0.33 \times 500 - 0.27 \times 40 = 154 \text{ Kg/Cm}^2$ (for type A pile, the other type are changed of effective prestressed).

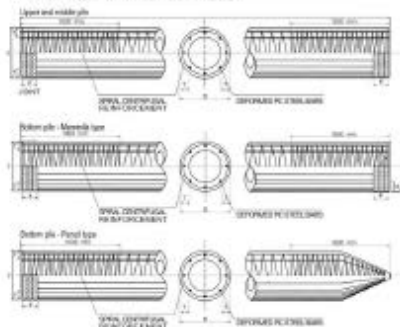
Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm ²)	Bearing Capacity (ton) ACI 543	Cracking Bending Moment (ton.m)	Ultimate Bending Moment (ton.m)	Length (meter) & Weight (ton)									
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m	
300	A	60	492.4	70	2.5	3.8										
	AB				3.0	5.3										
	B				3.5	6.3										
	C				4.0	6.8										
350	A	65	592.8	80	3.5	5.2										
	AB				4.0	7.1										
	B				4.5	9.0										
	C				5.0	12.0										
400	A	75	765.0	110	5.5	5.2										
	AB				6.5	10.7										
	B				7.5	15.5										
	C				8.5	19.0										
450	A	80	929.0	140	7.5	11.2										
	AB				8.5	15.5										
	B				11.0	19.8										
	C				12.5	29.0										
500	A	80	1,150.0	170	13.5	19.7										
	AB				12.5	18.8										
	B				15.0	27.0										
	C				17.0	34.0										
600	A	100	1,870.8	240	17.0	26.5										
	AB				20.0	35.5										
	B				25.0	45.0										
	C				28.0	56.0										

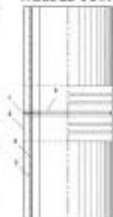
Concrete Strength, $f_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (Cylinder Test), or equivalent to $f_c = 800$ (Cube Test)

Construction Of Prestressed Concrete Spun Piles

CONSTRUCTION OF JBI PILES



WELDED JOINT



Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$R_a = \frac{2 \cdot W \cdot H}{5.5 + 0.1}$$

R_a = Allowable Bearing Capacity (ton)

W = Weight of Hammer (ton)

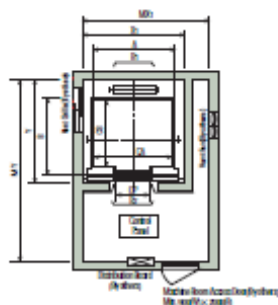
H = Height of ram stroke (m)

S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (m)

- 1. Top of the last Piling
- 2. Steel plate band
- 3. Steel Plate
- 4. Steel Reinforcing
- 5. PC Steel Bar

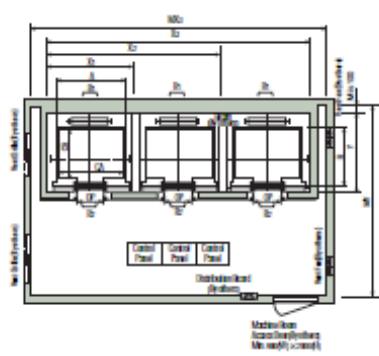
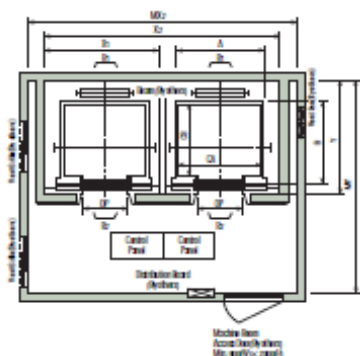
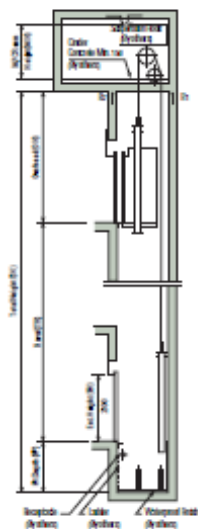
Layout Plan— Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 35%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity Persons	kg	Clear Opening OP	Car		Holway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)
				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2	R3	R4	
1	8	400	900	1400 × 900	1440 × 1000	1800	3700	3400	1400	2000	4000	4000	3200	3400	2000	3200	4300	
	8	380	900	1400 × 1000	1440 × 1100	1800	3700	3400	1410	2000	4000	4000	3400	4000	2200	3100	4700	
	8	400	900	1400 × 1100	1440 × 1200	1800	3700	3400	1710	2000	4000	4000	3900	4700	2400	4700	4700	
	10	700	900	1400 × 1200	1440 × 1400	1800	3700	3400	1800	2000	4000	4000	3400	4200	2700	4400	5000	
	11	780	900	1400 × 1300	1440 × 1500	1800	3700	3400	1900	2000	4000	4000	3700	4300	2900	4700	5400	
	13	900	900	1400 × 1300	1440 × 1600	2000	4200	4300	1900	2000	4400	4400	3700	5100	2700	4700	4700	
1.5	18	1000	900	1400 × 1500	1440 × 1600	2000	4200	4300	2100	2000	4400	4400	3900	5400	4300	5400	4400	
	18	1000	1000	1600 × 1300	1900 × 1470	2300	4600	5200	2100	2400	4700	4700	3900	4400	5100	10100	5900	
1.75	17	1100	1100	2000 × 1300	2100 × 1800	2300	5000	5600	2000	2600	5000	5000	3600					
	20	1200	1000	1600 × 1700	1900 × 1870	2300	4600	5200	2300	2400	4700	4700	3800	5600	4000	11000	6100	
	20	1200	1100	2000 × 1800	2100 × 1470	2300	5000	5600	2100	2600	5000	5000	4000					
	24	1400	1100	2000 × 1700	2100 × 1920	2300	5000	5600	2400	2700	5400	5400	4200					
				2100 × 1400	2200 × 1770	2700	5500	6000	2200	2800	5400	5400	4200					

- Notes: 1. Above holway dimensions are based on 15 stored buildings. For application to over 15 stored buildings, the holway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the holways.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity is persons is calculated at 65kg/person (143lb/person).
5. Above dimensions are applied to car for door in standard. In case the projection door that the clear opening is over 1000mm is applied, holway size for 1 car should be applied above. 40' dimension plus 100mm.

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MR)
1	4000	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400

- Notes: 1. The minimum holway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the holways.
2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner if necessary and humidity below 70%.
3. The minimum machine room height should be 2000mm in case of the traction machine with double traction part.

DATA TANAH SPT

[illegible]

15				14.50	89	2	5	7	12	
16					75					
17				16.00	89	2	2	3	5	
18					75					
19				17.50	89	2	3	3	8	
20	5.50	19.50			70					
21				18.00	89	3	5	6	11	
22					70					
23	1.50	21.00		20.50	67	14	43	60	103	
24					75			12		
25				22.00	89	4	6	10	16	
26					75					
27	3.00	24.00		23.50	89	4	6	26	32	
28					75					
29	1.50	25.50		25.00	89	9	12	25	37	
30					70					
31				26.50	56	56	60	>60	>60	
32					70			10		
33	3.00	28.50		28.00	67	22	48	60	108	
34					75			12		
35	1.50	30.00		29.50	89	7	9	13	22	

LAMPIRAN

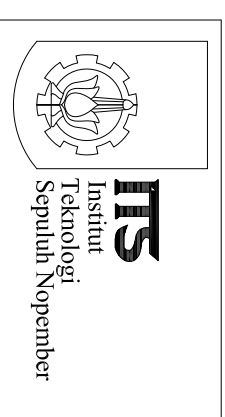
PROFIL BAJA

PROFIL	Ag (mm2)	Zx (mm3)	Zy (mm3)	Fy (N/mm2)	Nn (N)	Mnx (N.mm)	Mny (N.mm)	Mux (N.mm)	Muy (N.mm)	Nu (N)	$\frac{N_u}{24N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$	Cek
WF 300.150.6,5.9	4678	522000	104000	250	1169500	130500000	26000000	26055690	9165596	4098	0.615598305	OKE
WF 400.400.13.19	21870	3600000	1695000	250	5467500	900000000	423750000	176676937	125157134	129480	0.560223526	OKE
WF 300.300.10.15	11980	1465000	682000	250	2995000	366250000	170500000	66963779.5	14796406	622123.3	0.421764935	OKE

PROFIL BETON

Balok	tul. lentur mm	tul. geser mm	tul. torsi mm	d mm	Mu KNm	Vu KN	Cek Lentur		Cek Ø			cek	jumlah	As pakai	Mpr1 Nmm	Mpr2 Nmm	Ve N	Vc N	Vs N	Av mm2	S mm	dipakai	Tn Nmm	Tu max Nmm	cek
							p pakai	As	a	c	et														
S1 (30/50)																									
B1 Tump. Kanan	19	13	10	427.5	150.8	120	0.008	1046.7	54.7	65.5	0.02	OK	5	1417.64	303021303	151510652	421742	117,076	445247.6	265.5	102.0	100	5853750	180599727.7	Torsi diabaikan
B1 Tump. Kiri	19	13	10	427.5	150.8	120	0.008	1046.7	54.7	65.5	0.02	OK	5	1417.64	303021303	151510652	421742	117,076	445247.6	265.5	102.0	100	5853750	180599727.7	Torsi diabaikan
B1 lapangan	19	13	10	427.5	112.5	116	0.006	767.0	40.1	48.0	0.02	OK	3	850.586	-	-	112500	117,076	32924.3	265.5	1378.8	150	5853750	180599727.7	Torsi diabaikan
S2 (25/40)																									
B1 Tump. Kanan	19	12	10	428.5	10.0	58	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	3	850.586	182238081	91119041	114765	97,791	55228.78	226.2	702.0	100	203326.3	261467.0082	Torsi diabaikan
B1 Tump. Kiri	19	12	10	428.5	10.0	58	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	3	850.586	182238081	91119041	114765	97,791	55228.78	226.2	702.0	100	203326.3	261467.0082	Torsi diabaikan
B1 lapangan	19	12	10	428.5	5.1	100	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	2	567.057	-	-	5140	97,791	-90938.5	226.2	-426.3	150	1103782.5	261467.0082	Torsi diabaikan
B1 (30/50)																									
B1 Tump. Kanan	19	13	10	447.5	109.2	90.1	0.005	707.2	37.0	44.2	0.03	OK	4	1134.11	253758196	126879098	323632	122,553	308956.2	265.5	153.8	100	5207289.6	180599727.7	Torsi diabaikan
B1 Tump. Kiri	19	13	10	447.5	109.2	90.1	0.005	707.2	37.0	44.2	0.03	OK	4	1134.11	253758196	126879098	323632	122,553	308956.2	265.5	153.8	100	5207289.6	180599727.7	Torsi diabaikan
B1 lapangan	19	13	10	447.5	122.9	88.4	0.006	800.3	41.8	50.1	0.02	OK	3	850.586	-	-	122895	122,553	41307.4	265.5	1150.4	150	5207289.6	180599727.7	Torsi diabaikan
S2 (25/40)																									
B1 Tump. Kanan	19	12	10	428.5	23.6	13.6	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	3	850.586	182238081	91119041	133060	97,791	79622.41	226.2	486.9	100	425407.7	261467.0082	Torsi diabaikan
B1 Tump. Kiri	19	12	10	428.5	23.6	13.6	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	3	850.586	182238081	91119041	133060	97,791	79622.41	226.2	486.9	100	425407.7	261467.0082	Torsi diabaikan
B1 lapangan	19	12	10	428.5	9.3	13.2	0.003	366.7	23.0	27.5	0.04	OK	2	567.057	-	-	9282	97,791	-85415.6	226.2	-453.9	150	286472.5	261467.0082	Torsi diabaikan

GAJIBAR REINGANA



MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG DENGAN KOMBINASI *HOT ROLLED* DAN *COLD FORMED STEEL*

OLEH :
ACHMAD FAIQ ADHI ATMA
3114106018

DOSEN PEMBIMBING I :
Ir. Heppy Kristijanto, MS

DOSEN PEMBIMBING II :
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

DAFTAR ISI

GAMBAR ARSITEK DAN STRUKTUR

No	NAMA GAMBAR	KODE GAMBAR	NO. LEMBAR
1	DENAH LT. BASEMENT	ARS	01
2	DENAH LT. GROUND	ARS	02
3	DENAH LANTAI 1 & 2	ARS	03
4	DENAH LANTAI 3 & 4	ARS	04
5	DENAH LANTAI 5 & 6	ARS	05
6	DENAH LANTAI 7 & ATAP	ARS	06
7	TAMPAK A & B	ARS	07
8	DENAH BALOK - KOLOM LT GROUND	STR	08
9	DENAH BALOK - KOLOM LT 1-3	STR	09
10	DENAH BALOK - KOLOM LT 4	STR	10
11	DENAH BALOK - KOLOM LT 5-ATAP	STR	11
12	DENAH PONDASI	STR	12
13	POTONGAN 1	STR	13
14	POTONGAN 2	STR	14
15	DENAH PELAT LANTAI BASEMENT	STR	15
16	DENAH PELAT LANTAI GROUND	STR	16
17	DENAH PENULANGAN PELAT BASEMENT	STR	17
18	DENAH PENULANGAN PELAT GROUND	STR	18
19	DETAIL PENULANGAN PELAT BASEMENT	STR	19
20	DETAIL PENULANGAN PELAT GROUND	STR	20

DAFTAR ISI

GAMBAR STRUKTUR

No	NAMA GAMBAR	KODE GAMBAR	NO. LEMBAR
21	DETAIL PENULANGAN DINDING BASEMENT A	STR	21
22	DENAH PENULANGAN DINDING BASEMENT B	STR	22
23	DENAH BALOK RAMP	STR	23
24	POTONGAN BALOK RAMP	STR	24
25	PENULANGAN PELAT RAMP	STR	25
26	DETAIL PELAT RAMP	STR	26
27	PENULANGAN KOLOM	STR	27
28	PENULANGAN BALOK	STR	28
29	PENULANGAN PILECAP PC1	STR	29
30	PENULANGAN PILECAP PC2	STR	30
31	SAMBUNGAN KOLOM BOX KE KC	STR	31
32	SAMBUNGAN ANTAR KOLOM KC	STR	32
33	SAMBUNGAN BALOK KE KOLOM	STR	33
34	SAMBUNGAN BASEPLATE	STR	34
35	SAMBUNGAN KOLOM BOX KE BALOK	STR	35
36	DETAIL KOLOM BOX 300X300X16X16	STR	36
37	DETAIL RANGKA AS-4 ELEVASI +23	STR	37
38	DENAH TANGGA DAN LIFT	STR	38
39	POTONGAN TANGGA C-C BALOK-KOLOM TANGGA	STR	39
40	DENAH TANGGA & POTONGAN TANGGA	STR	40
41	SAMBUNGAN BALOK TANGGA	STR	41



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

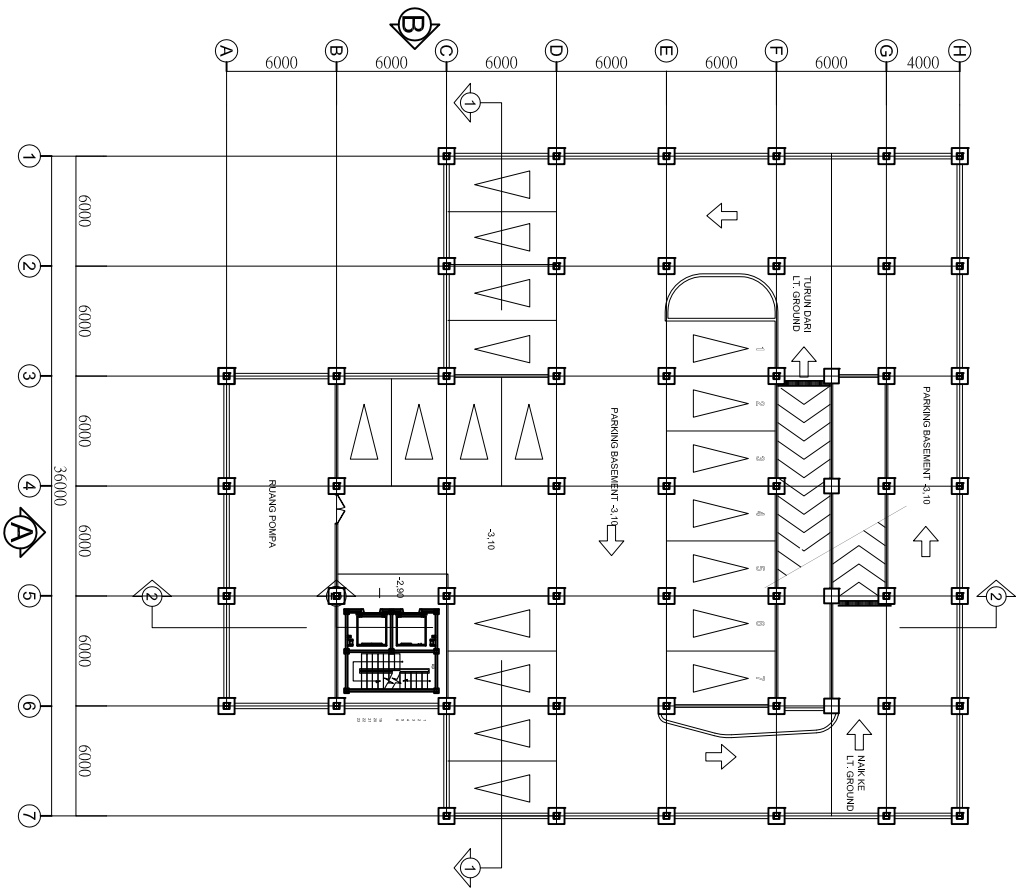
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CPTA PAKAPREKASIA
DENGAN KONKRISASI HOT ROLLED DAN *COLD*
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kusijanto, MS
Dr. Hidayat Soegilhardjo M., MS

KETERANGAN



DENAH BASEMENT

SKALA 1:400

NAMA GAMBAR		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
ACIRAD FAO ADHI ATMA 314106018		
NAMA MAHASISWA		
KETERANGAN		
Dosen Pembimbing		
Judul Tugas Akhir		
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan		
Jurusan Teknik Sipil		
Skala		
Nomor Gambar		
Judul Gambar		
1		
41		



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA CPTA PAKARPEKASNI
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kristijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

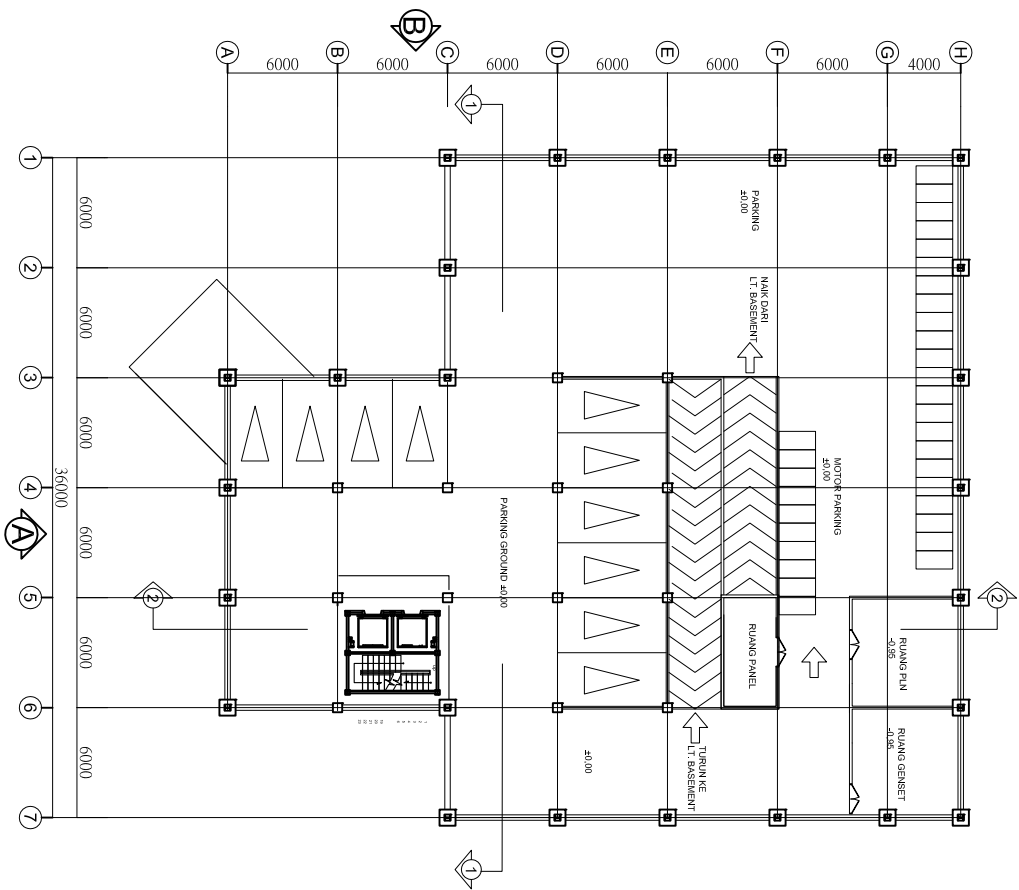
ACHMAD FAUZI ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

2 41



DENAH L.T. GROUND
SKALA 1:500



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CITA PAKARPEKASU
DENGAN KONSTRUKSI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

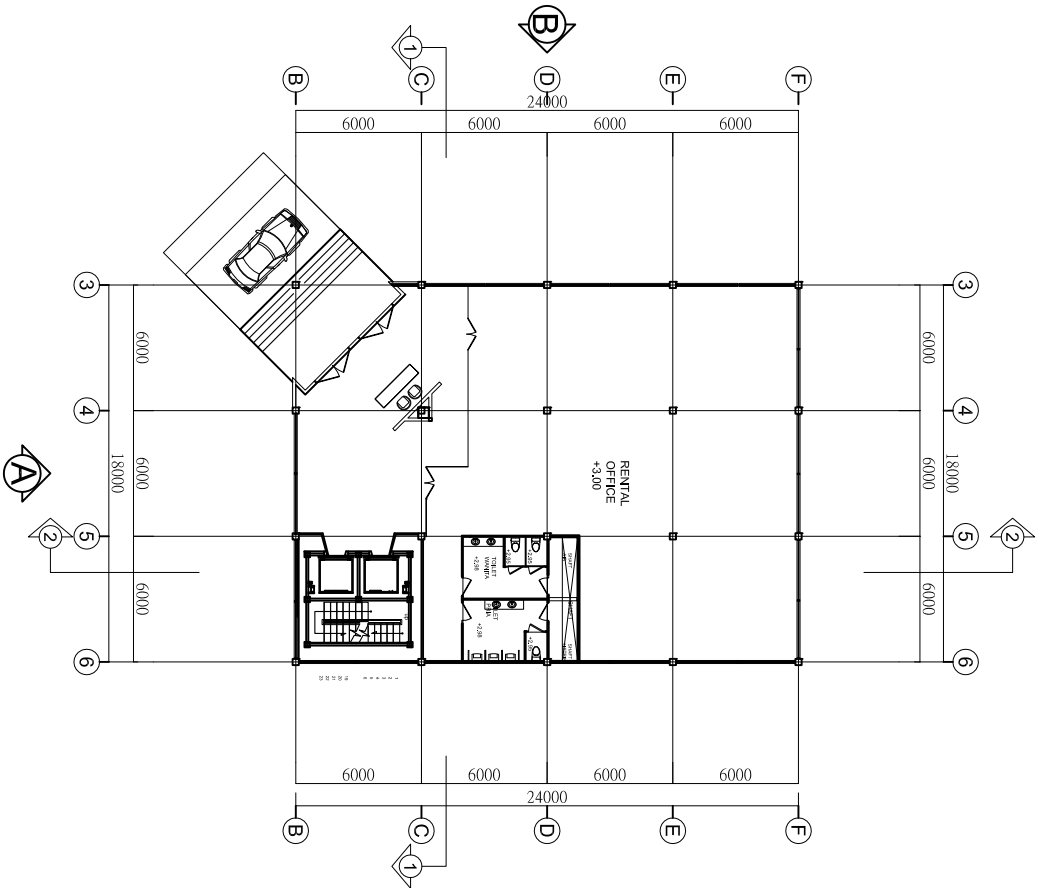
REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

--	--	--

NAMA GAMBAR

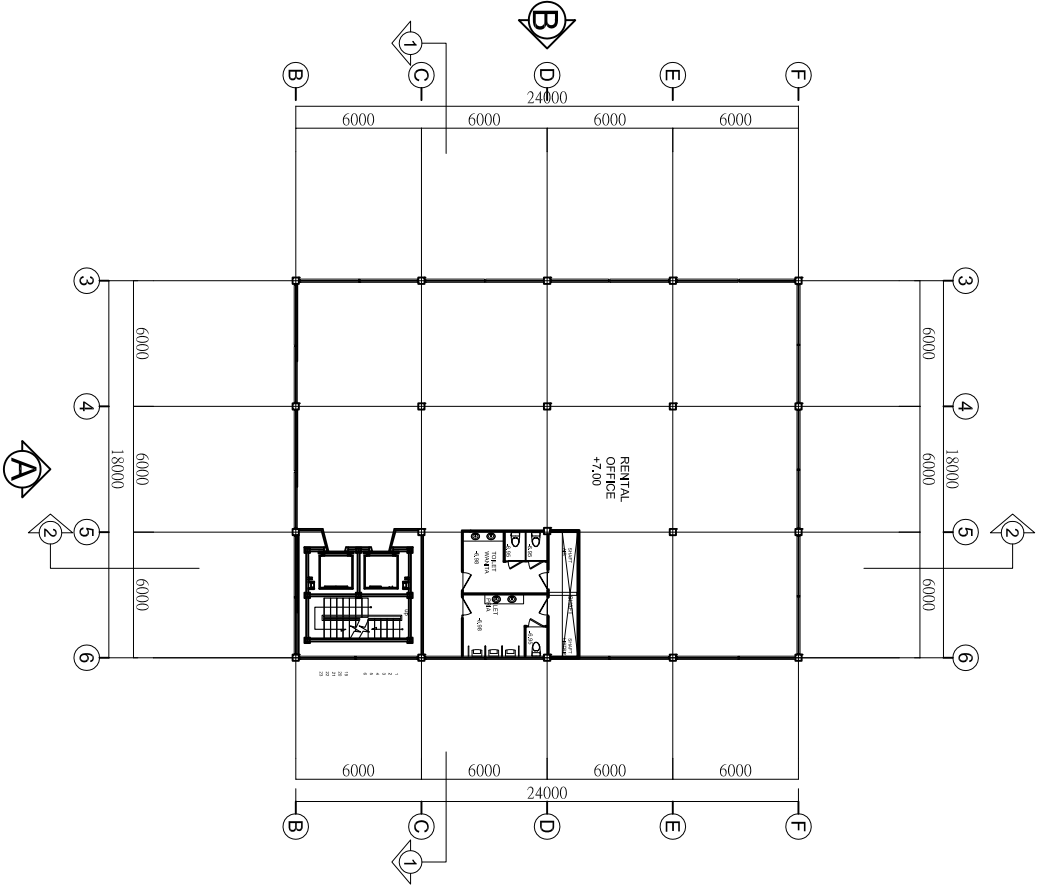
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	-----------------	-----------------

3	41
---	----



DENAH LT.1

SKALA 1:350



DENAH LT.2

SKALA 1:350



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITAL PAKARREKASNI
DENGAN KONSTRUKSI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA

NOMOR GAMBAR

JUDUL GAMBAR

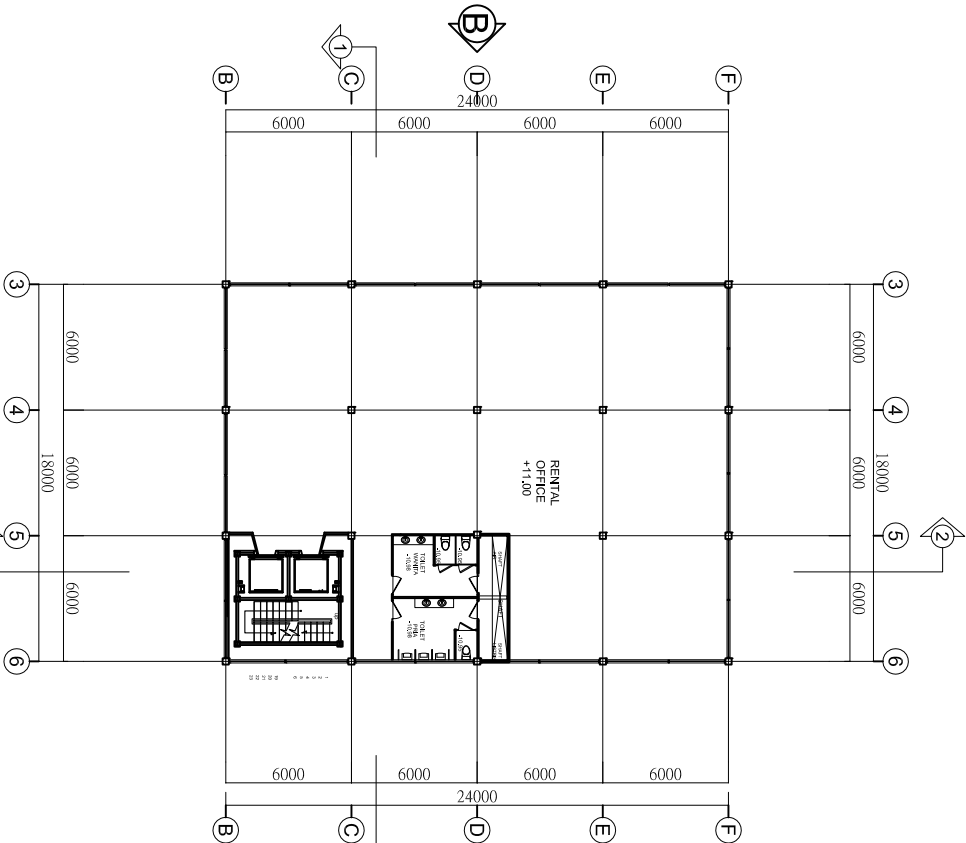
4

41



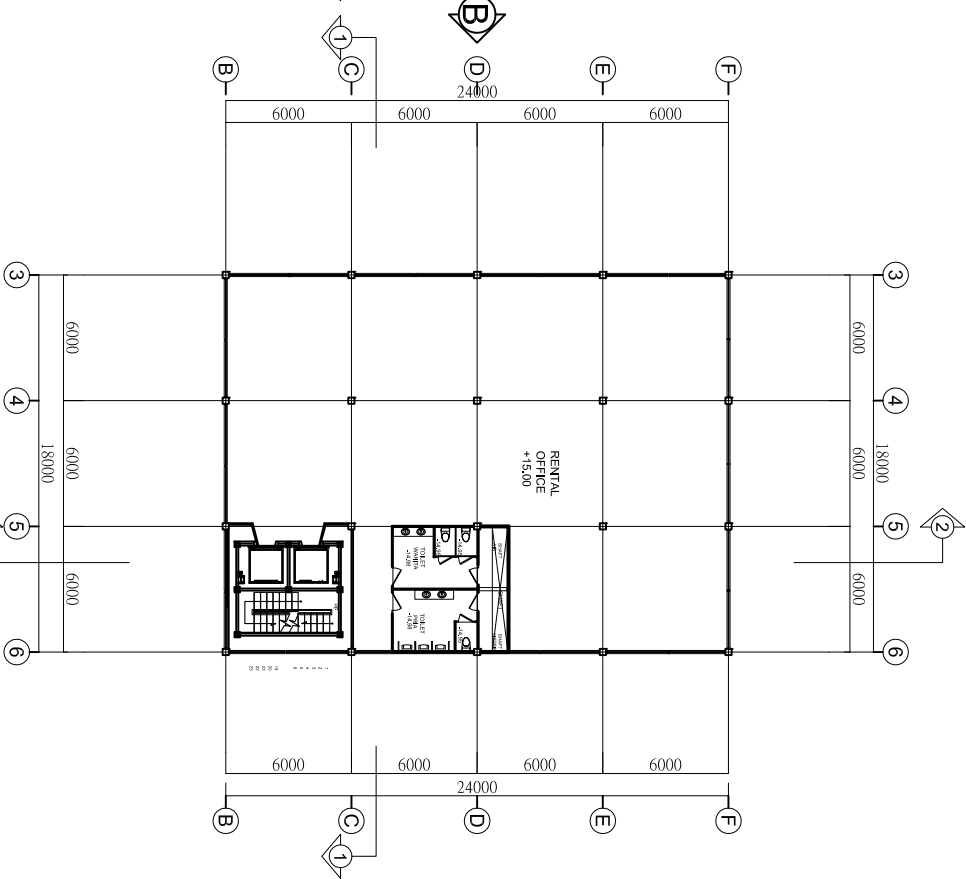
DENAH LT. 3

SKALA 1:350



DENAH LT. 4

SKALA 1:350





JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
Gedara DPT DIGITA CITA PAKARPERKASA)
DENAH KONSTRUKSI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kresjianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI

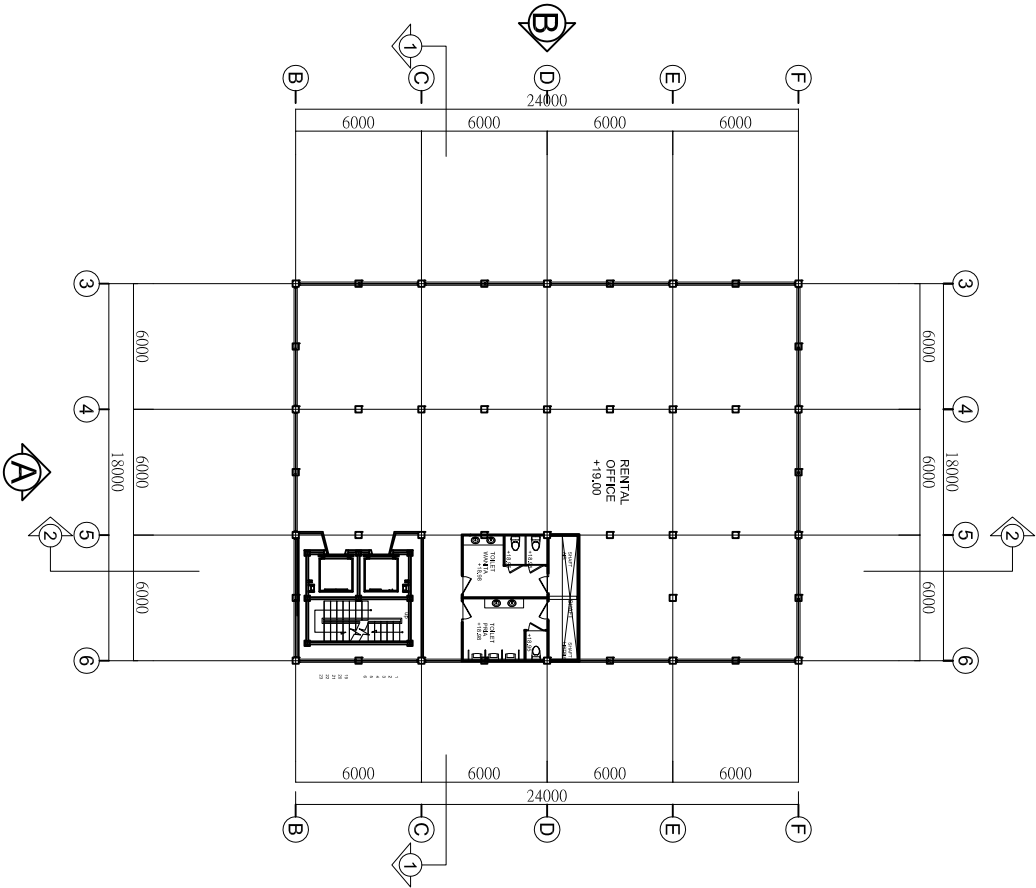
TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

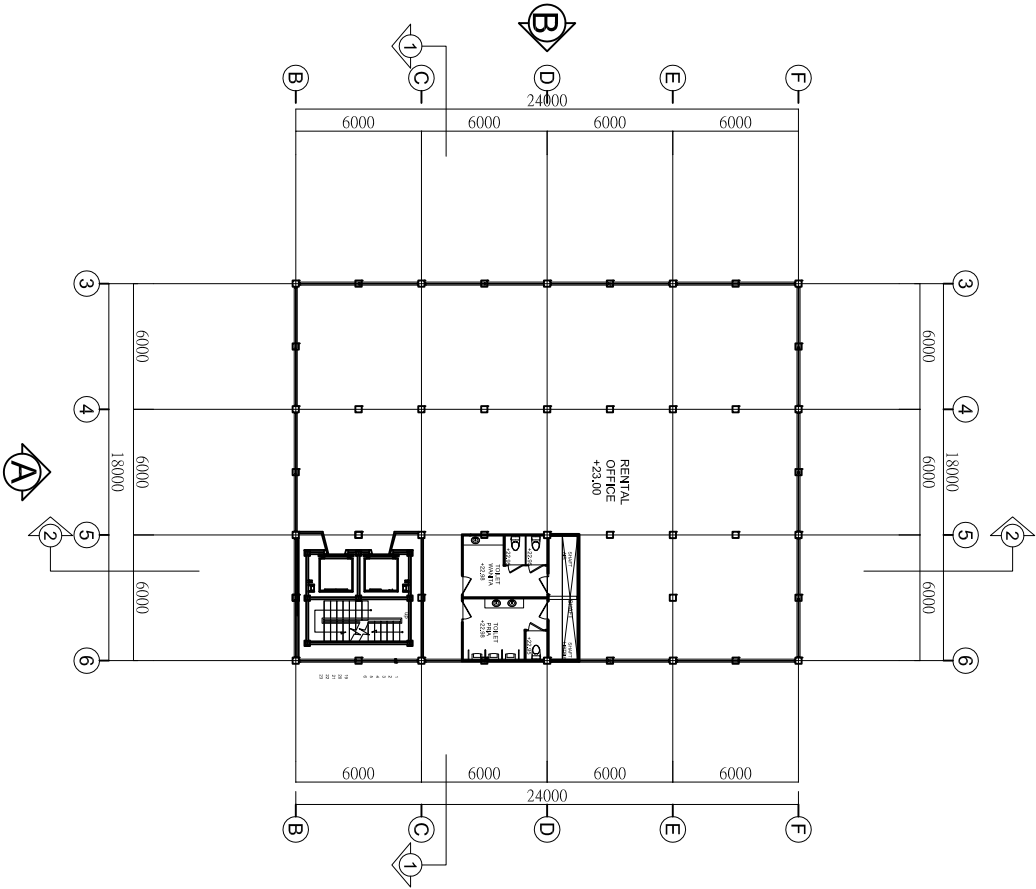
DENAH LT. 5

SKALA 1:350



DENAH LT. 6

SKALA 1:350



SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

5

41



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITIA PAKAPPERKASU
DENGAN KONKRANSI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

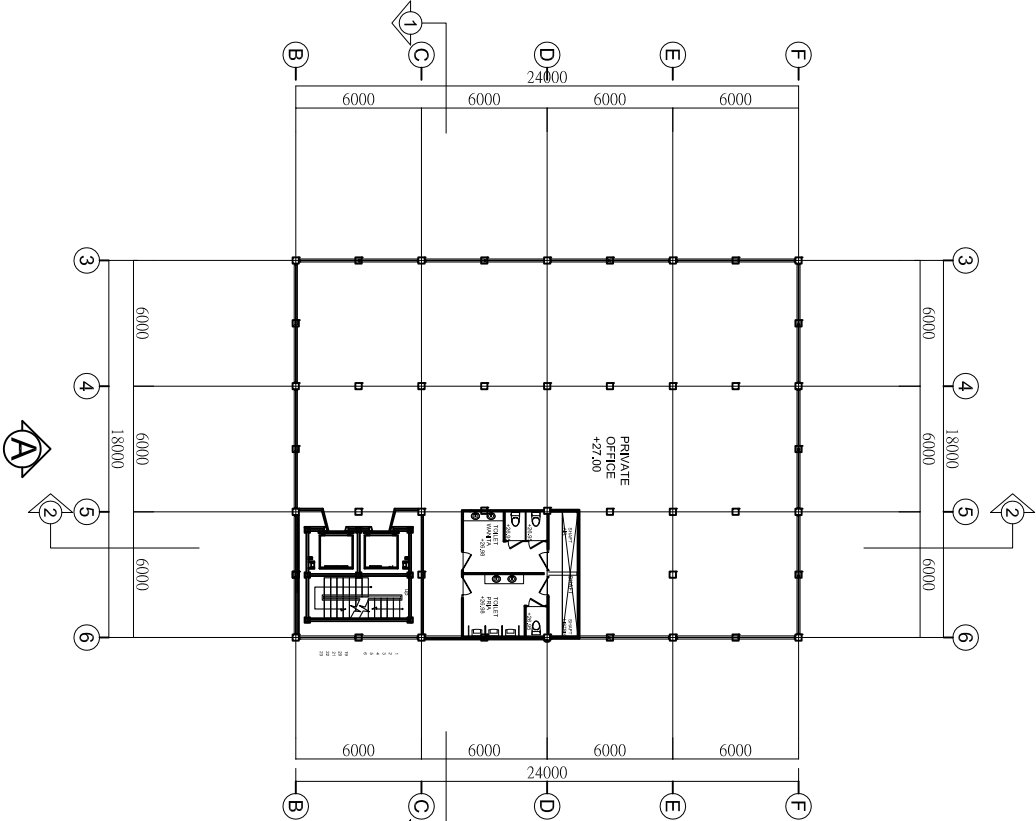
ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

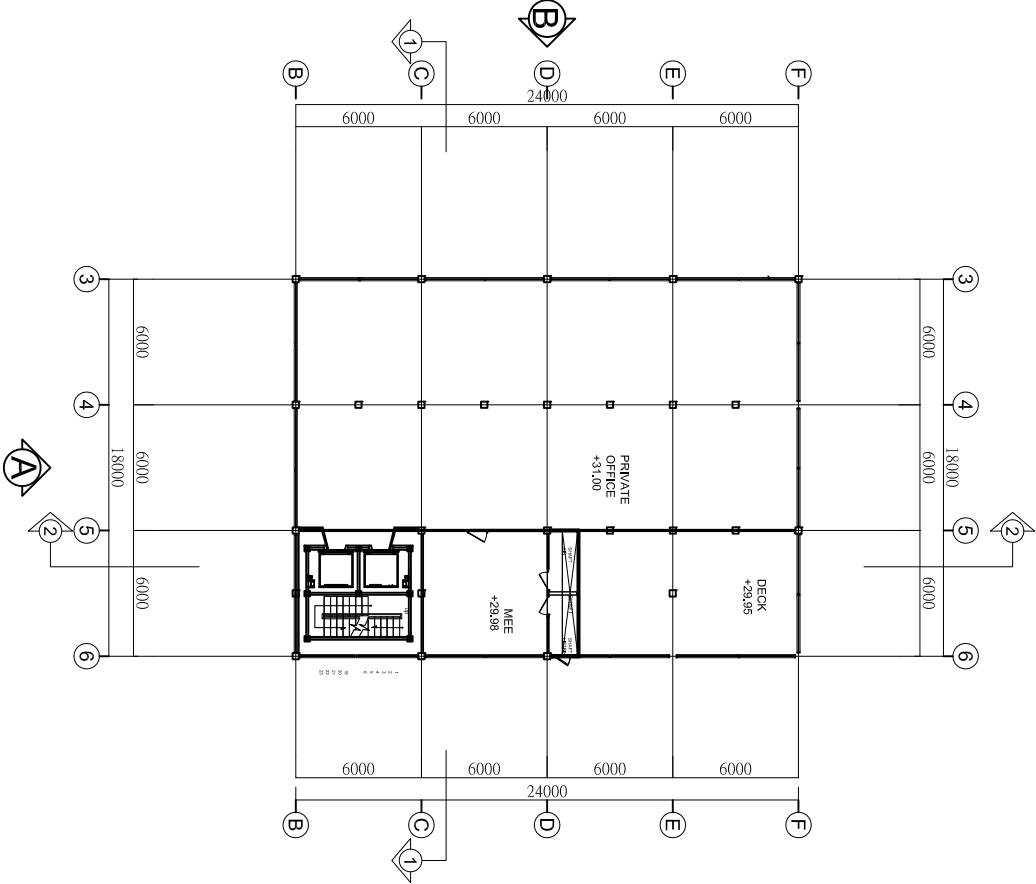
DENAH LT. 7

SKALA 1:350



DENAH LT. ATAP

SKALA 1:350



SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(RAHA DCP DITUA CIPTA PAKARPERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristjanto, MS
Dr. Hilayan Sengbango M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

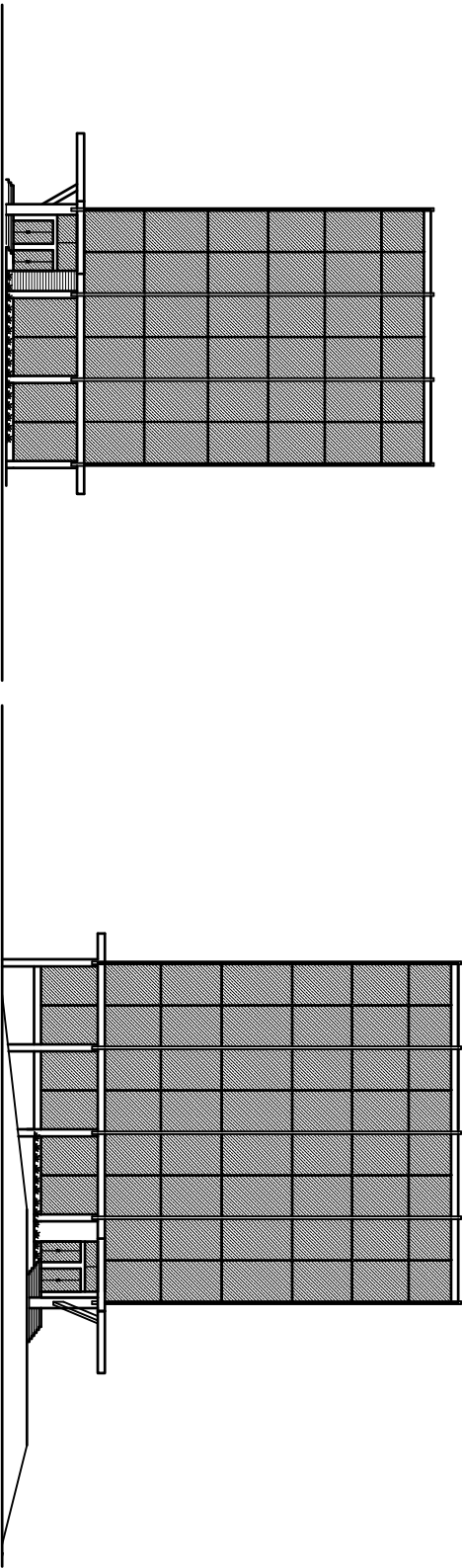
ACHMAD FAO ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

7	41
---	----



TAMPAK A

SKALA 1:500

TAMPAK B

SKALA 1:500



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CIPTA PAKAPPEKASNI
DENGAN KONKRIBASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kusijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAUZI ADHI ATMA
314106018

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

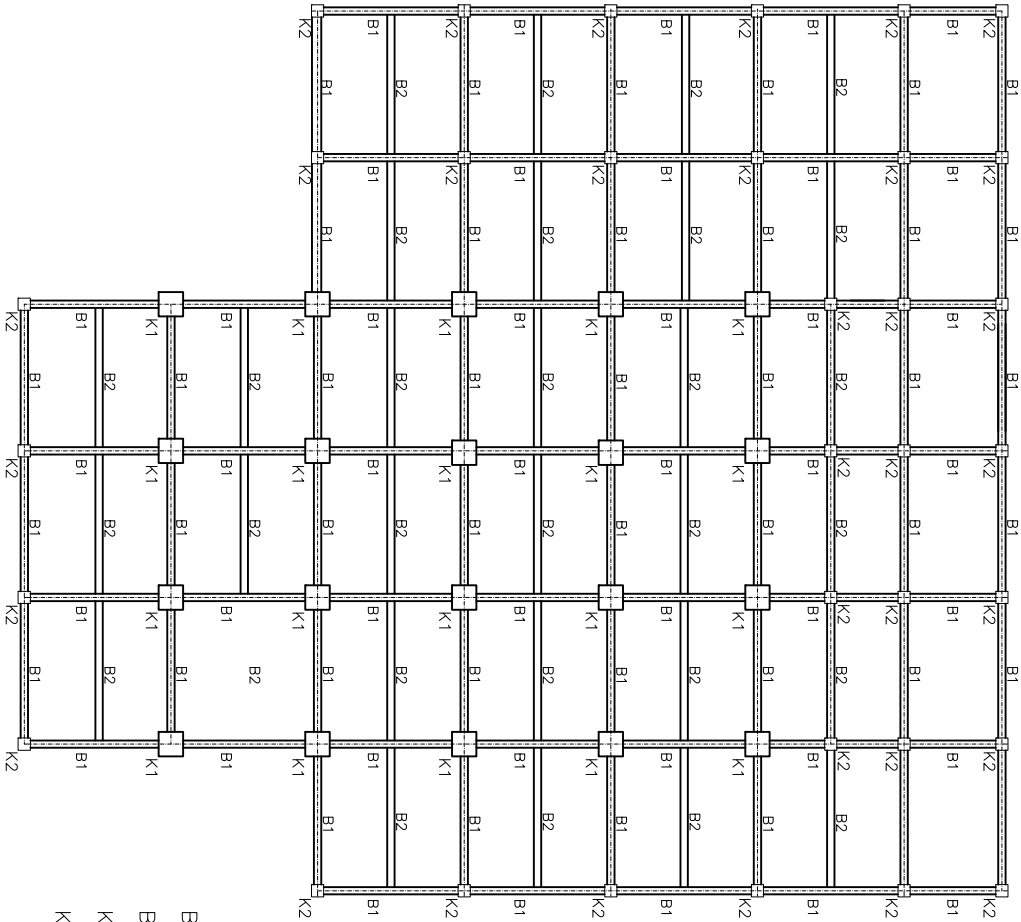
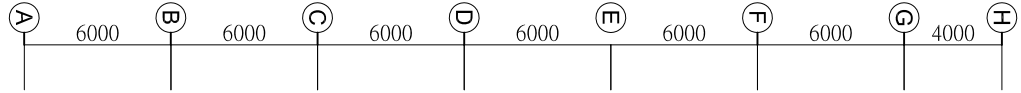
SKALA

NOMOR GAMBAR

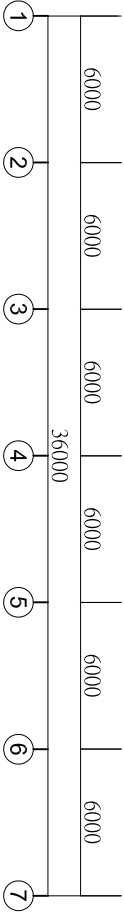
JUDUL GAMBAR

8

41



B1 : 30/50
B2 : 25/40
K1 : 100/100
K2 : 50/50



DENAH BALOK-KOLOM LT. GROUND

SKALA 1:300

Lantai Ground = + 0,00



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CIPRA PAKARPEKASNI
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

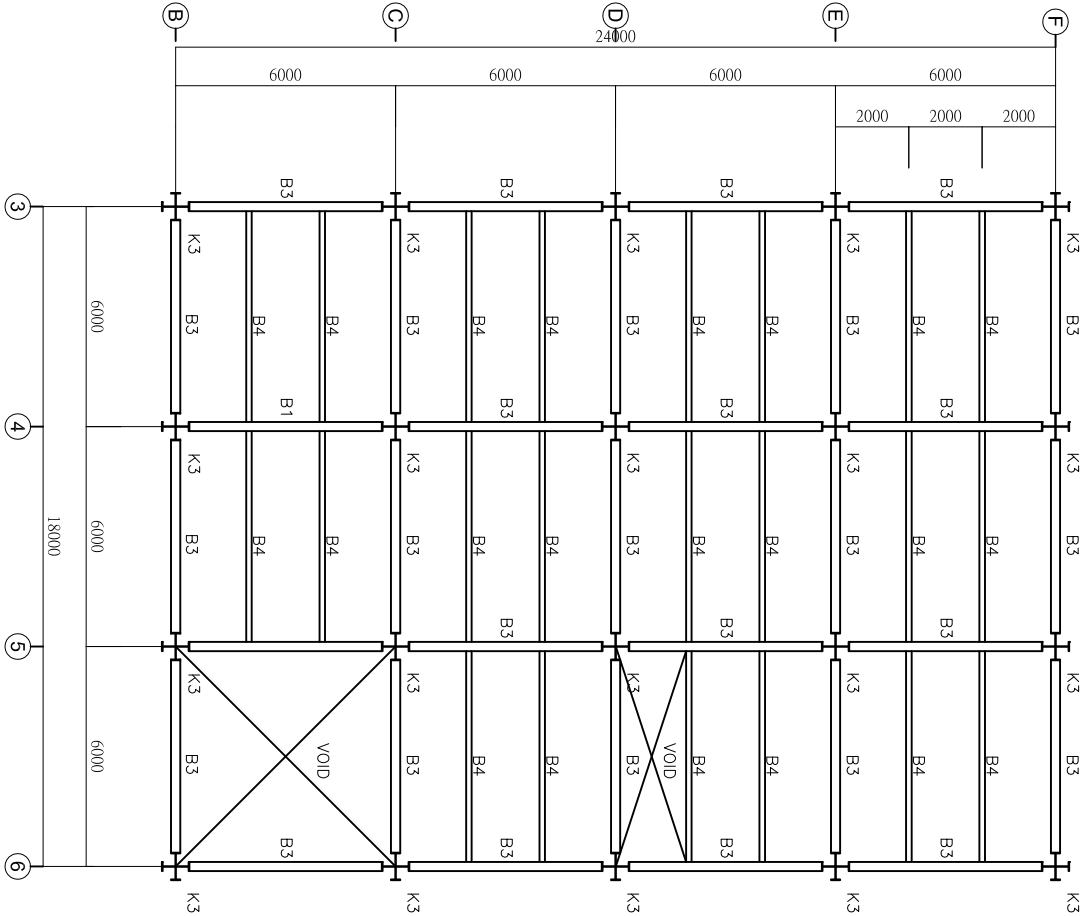
ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	-----------------	-----------------

9	41
---	----



DENAH BALOK-KOLOM LT. 1-3

SKALA 1:200

B3 : WF 400X200X9X13
B4 : WF 300X100X5,5X9
K3 : KC 700X300X13X24

Lantai 1 = + 3,00
Lantai 2 = + 7000
Lantai 3 = + 11000



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CIPTA PAKARPEKASNI
DENGAN KONKRASIS HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI

TANGGAL

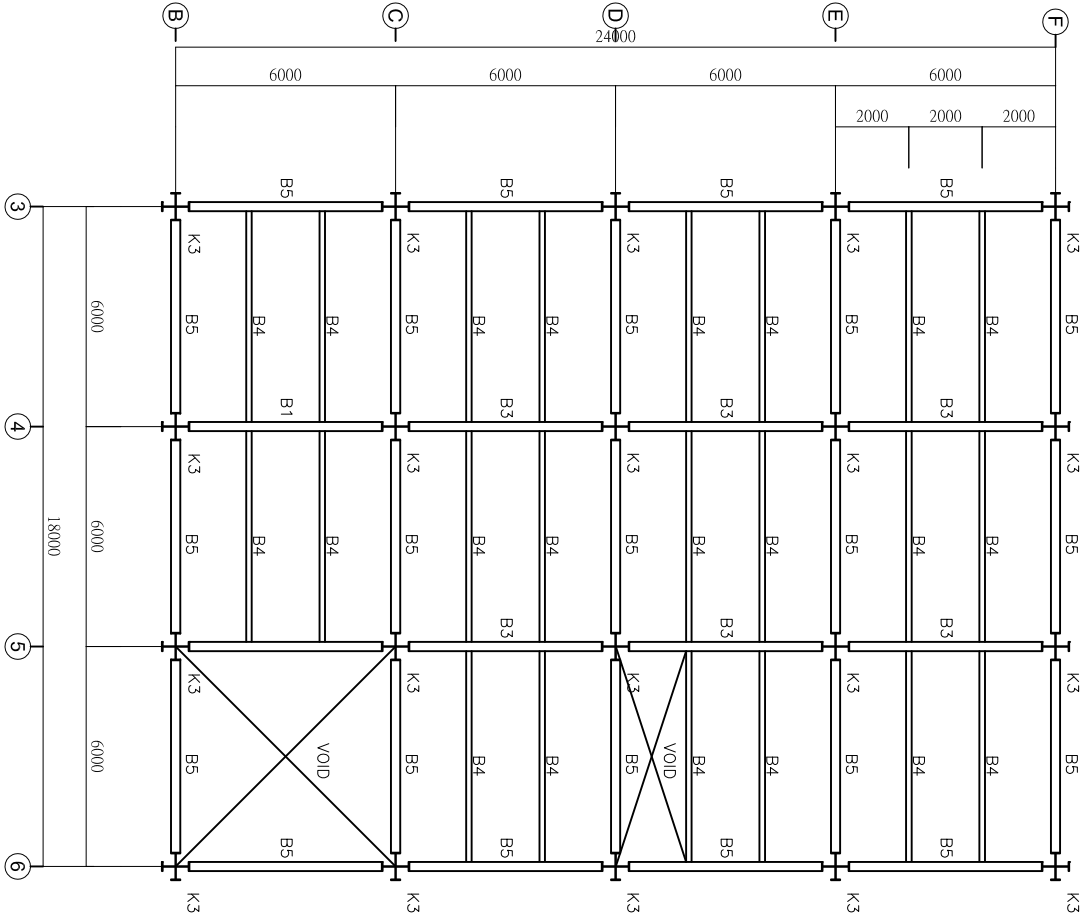
CATATAN

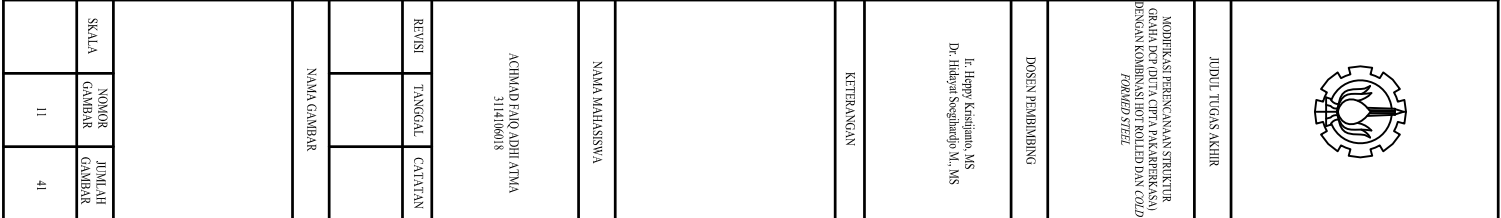
NAMA GAMBAR

Lantai 4 = + 15000


DENAH BALOK-KOLOM LT. 4

SKALA 1:200





B6 : BALOK RANGKA
K4 : KOLOM 300X300X16

		
JUDUL TUGAS AKHIR		
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GABAH DIT. DITTA, CITPA, PAKARPERKASA) DENGAN KOMBRASI HOT ROLLED DAN <i>COLD</i> <i>FORMED STEEL</i>		
DOSEN PEMBIMBING		
Ir. Happy Kristijanto, MS Dr. Hidayat Saengulungo M., MS		
KETERANGAN		
NAMA MAHASISWA		
ACHMAD PAO ADHI ATMA 3114106018		
REVISI	TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR		
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
	11	41



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITAI CIPTA PAKARREKASNI
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kusijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

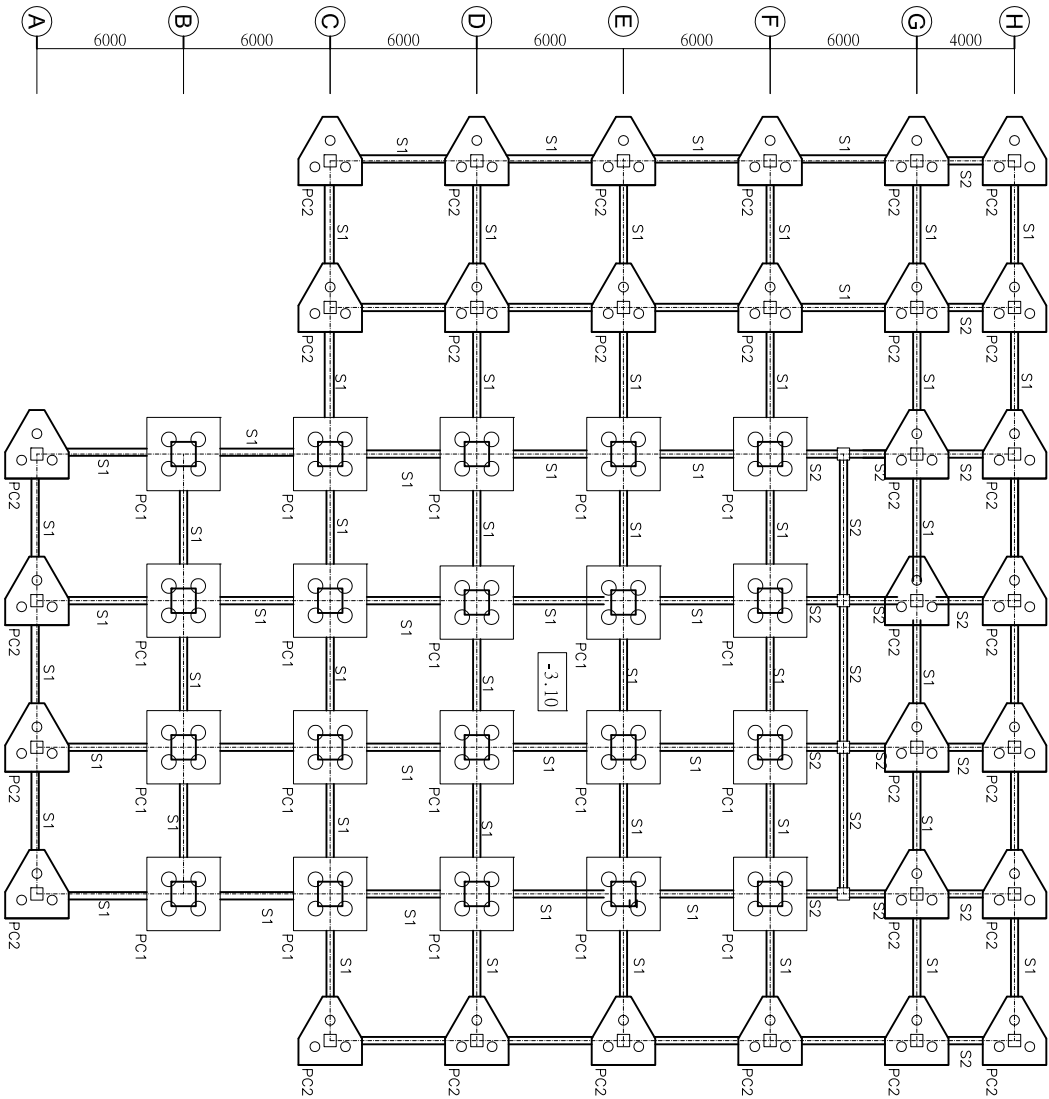
SKALA

NOMOR
GAMBAR

JUDUL
GAMBAR

12

41



PC1 : 300/300
PC2 : 260/280
S1 : 30/50
S2 : 25/40

DENAH PONDASI

SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
Gedda DPT DUTA CPTA PAKAREKASA
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegiharto M. MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

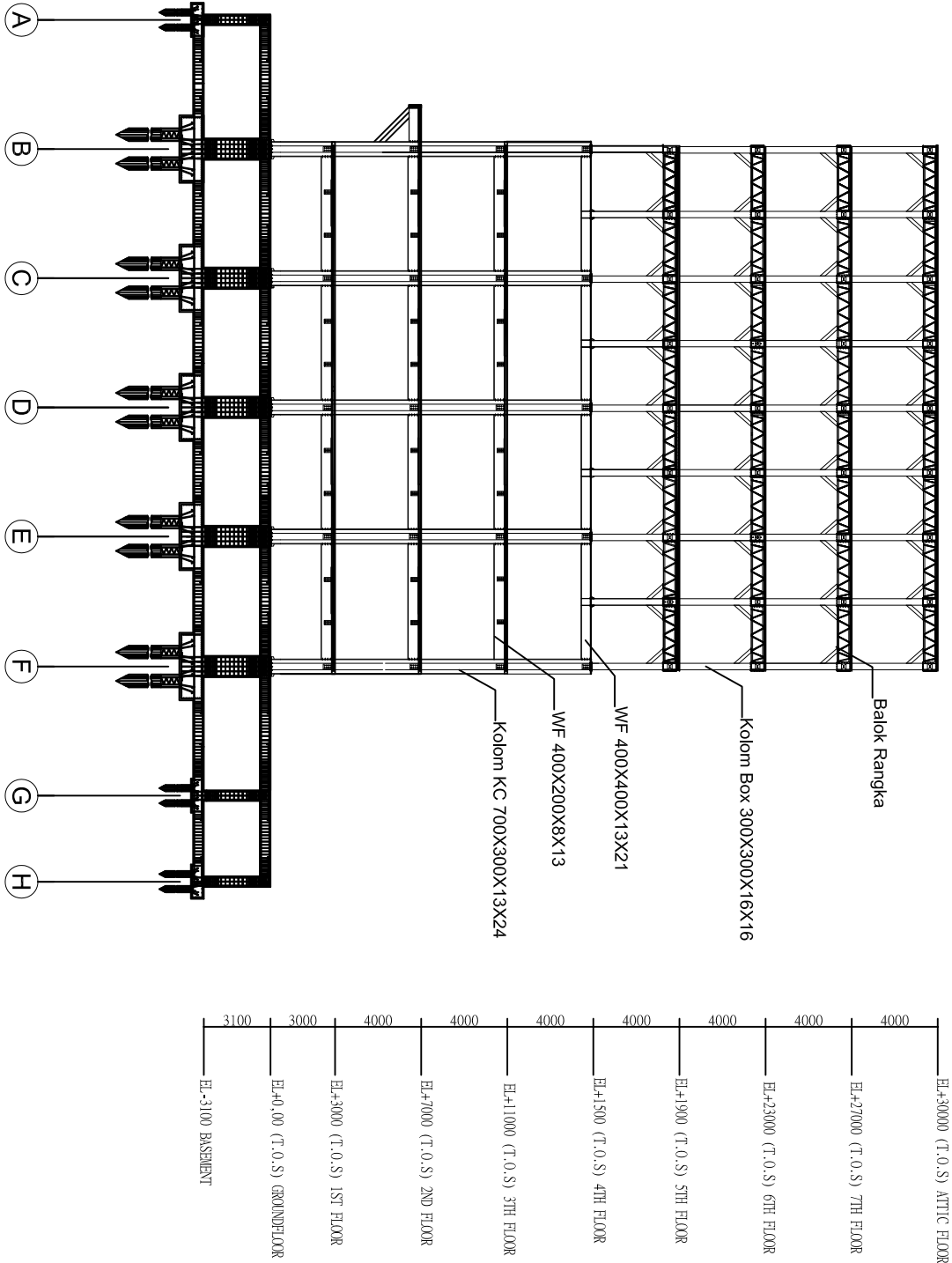
AGHMAD FANU ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDULAH GAMBAR
-------	--------------	----------------

14	41
----	----



POTONGAN 2
SKALA 1:350



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
Gedda DPT DITTA CPTA PAKAREKASA
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kusijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M. MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

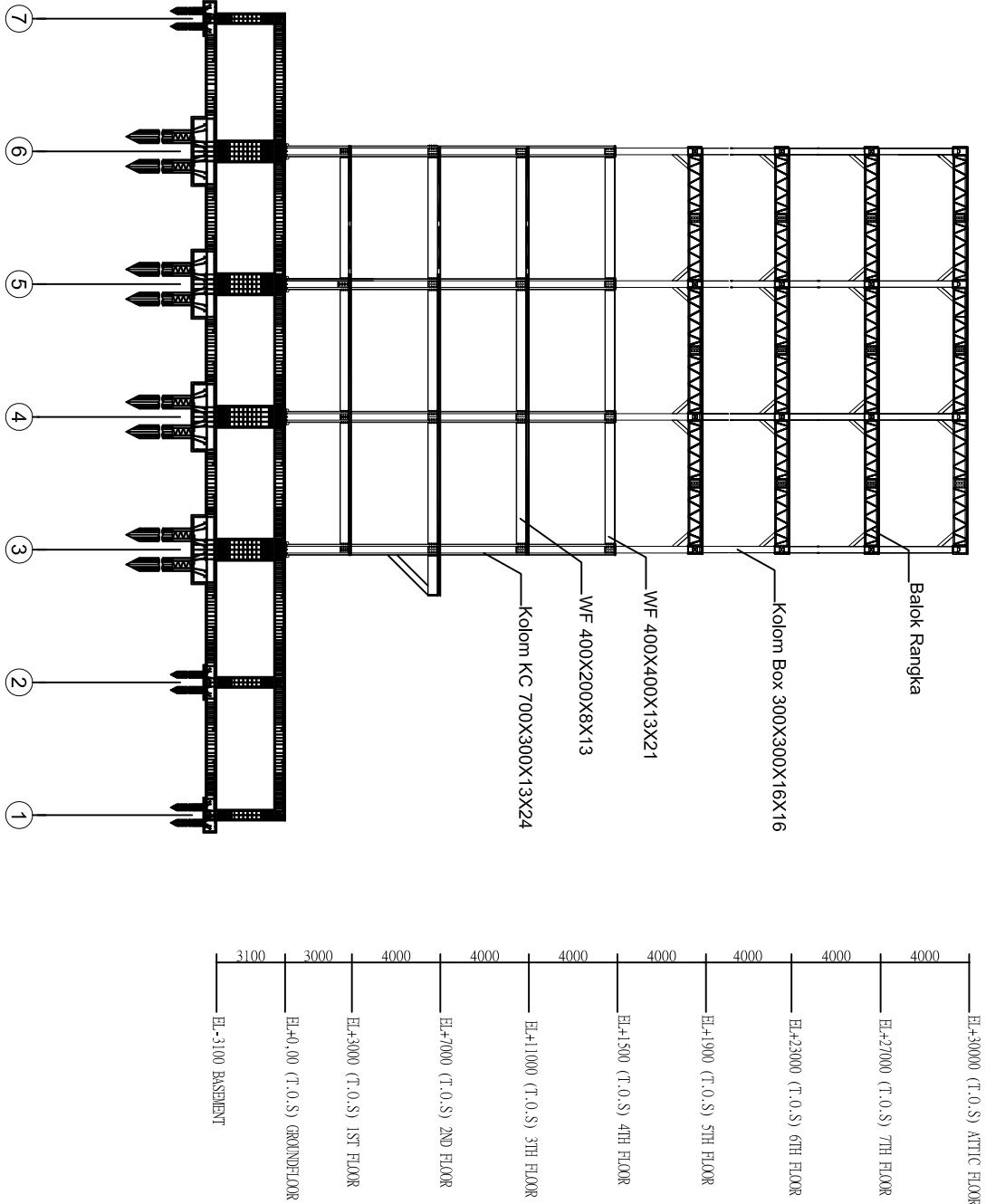
AGHMAD FAUQ ADHI ATMA
3114106018

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDULAH GAMBAR
-------	--------------	----------------

13	41
----	----



POTONGAN 1

SKALA 1:300



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CIPRA PAKAREKASNI
DENGAN KONKRISASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kresnanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

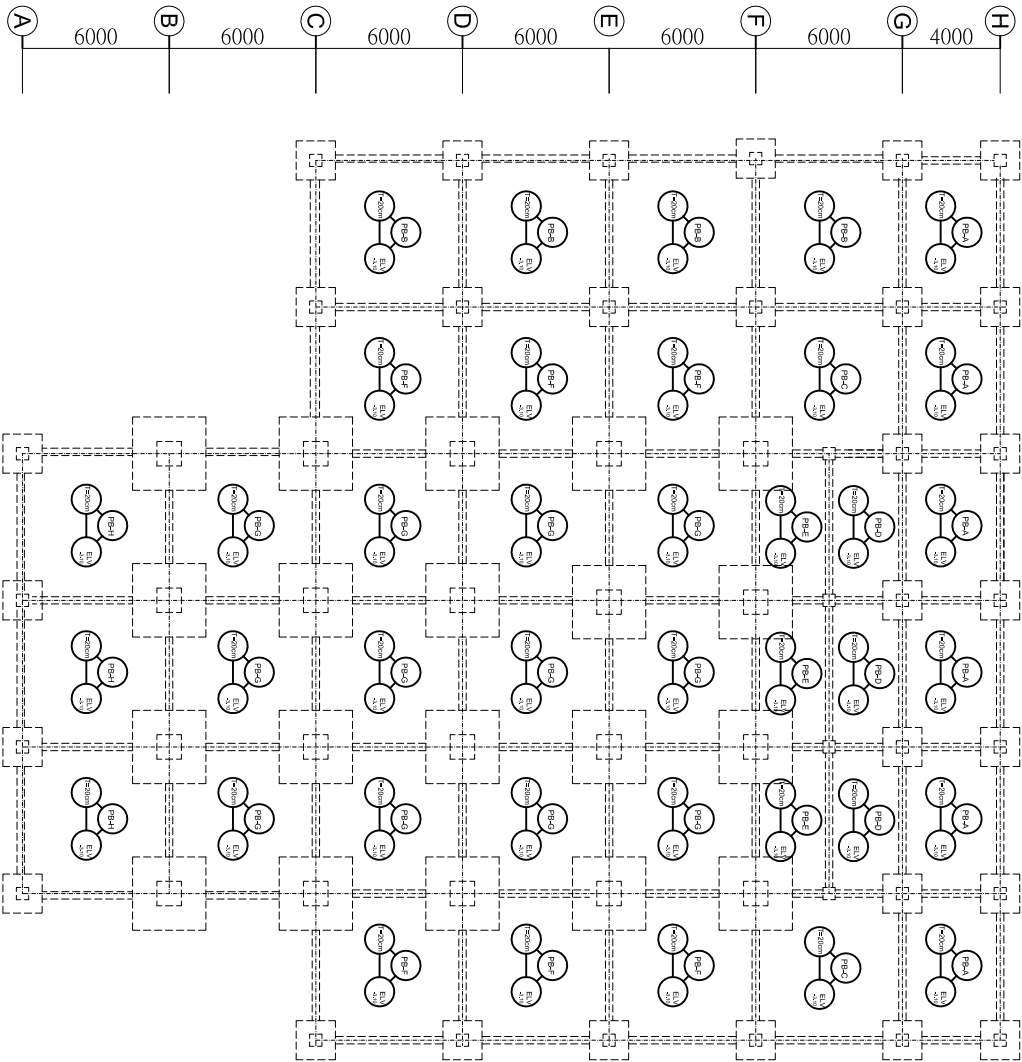
KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR



DENAH PELAT LANTAI BASEMENT

SKALA 1:300

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DIGITA CIPTA PAK APPERKASNI
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Kusriyanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

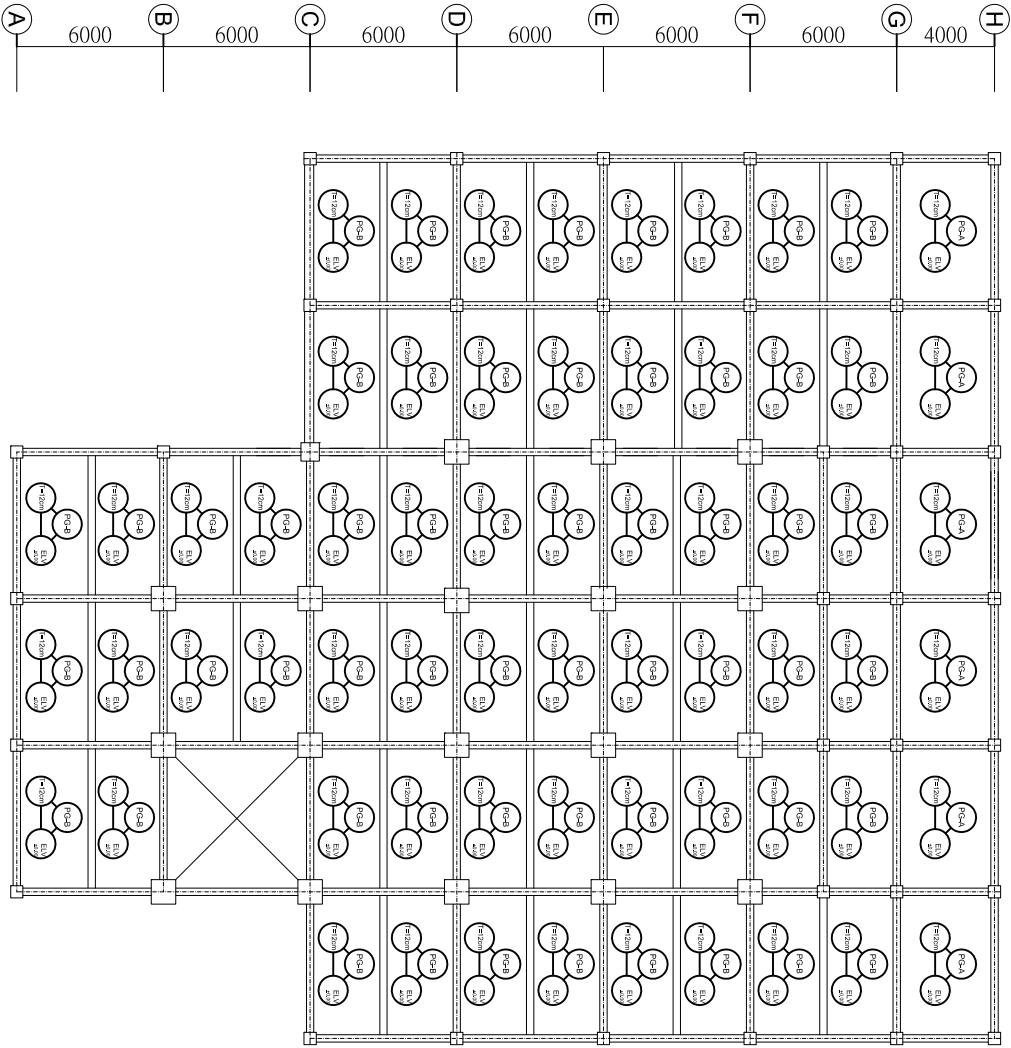
ACHMAD FAU ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI GROUND

SKALA 1:300



SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

16 41



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA CPTA PAKARPEKASU
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI

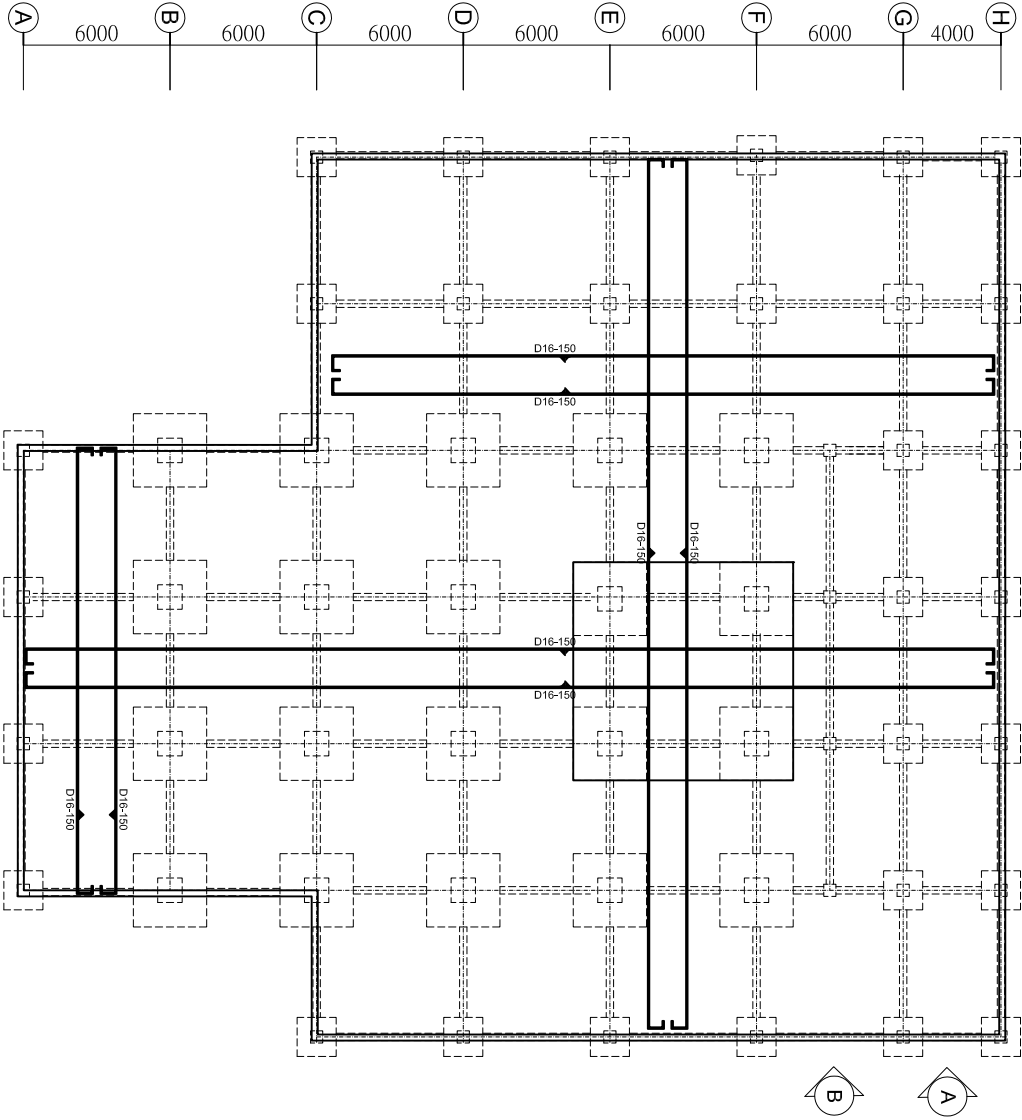
TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PENULANGAN PELAT BASEMENT

SKALA 1:300



SKALA

NOMOR
GAMBAR

JUDUL
GAMBAR

17

41



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA CIPITA PAKARPEKASNI
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN COLD
FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Happy Karsijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

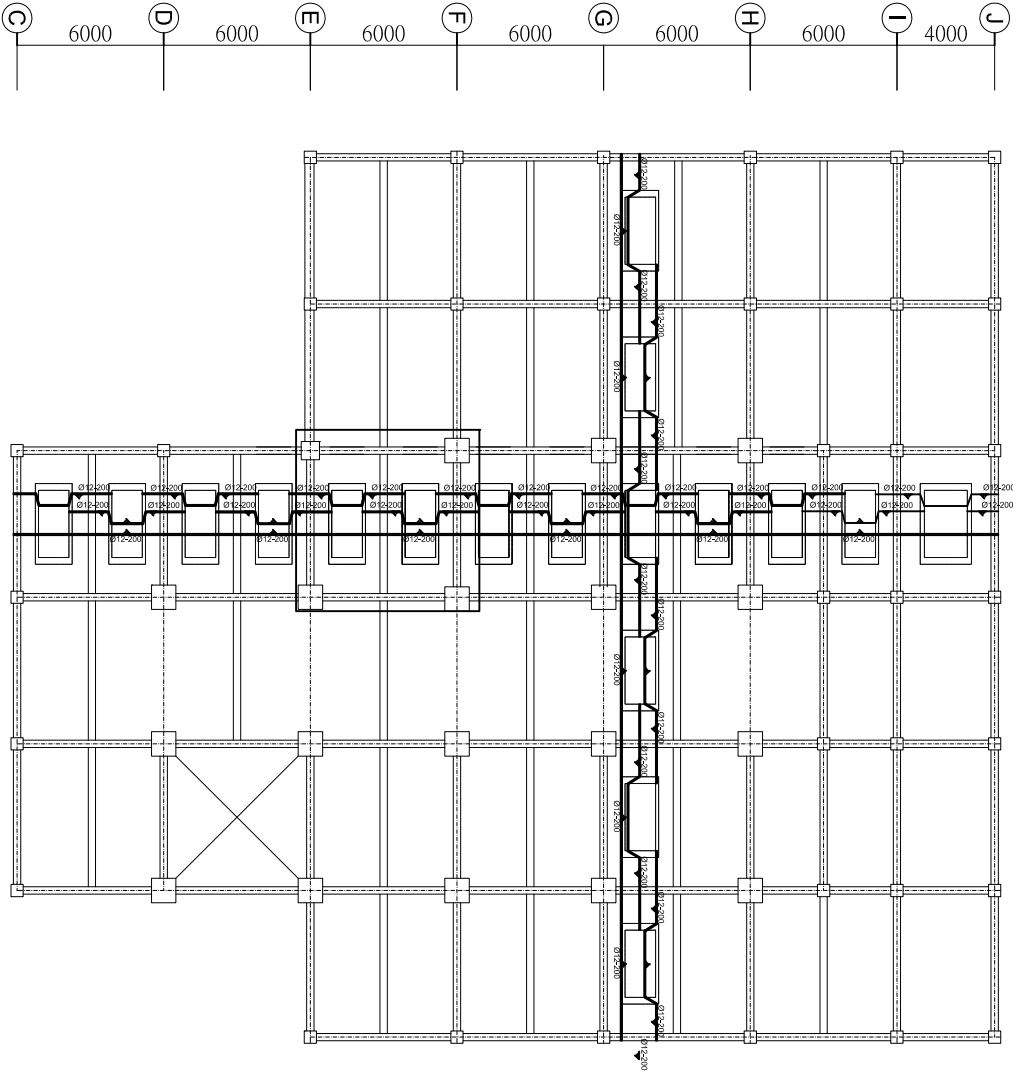
ACHMAD FAO ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

18	41
----	----



DENAH PENULANGAN PELAT GROUND

SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DCP DITAMBAH CPTA PAKARREKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristiawan, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

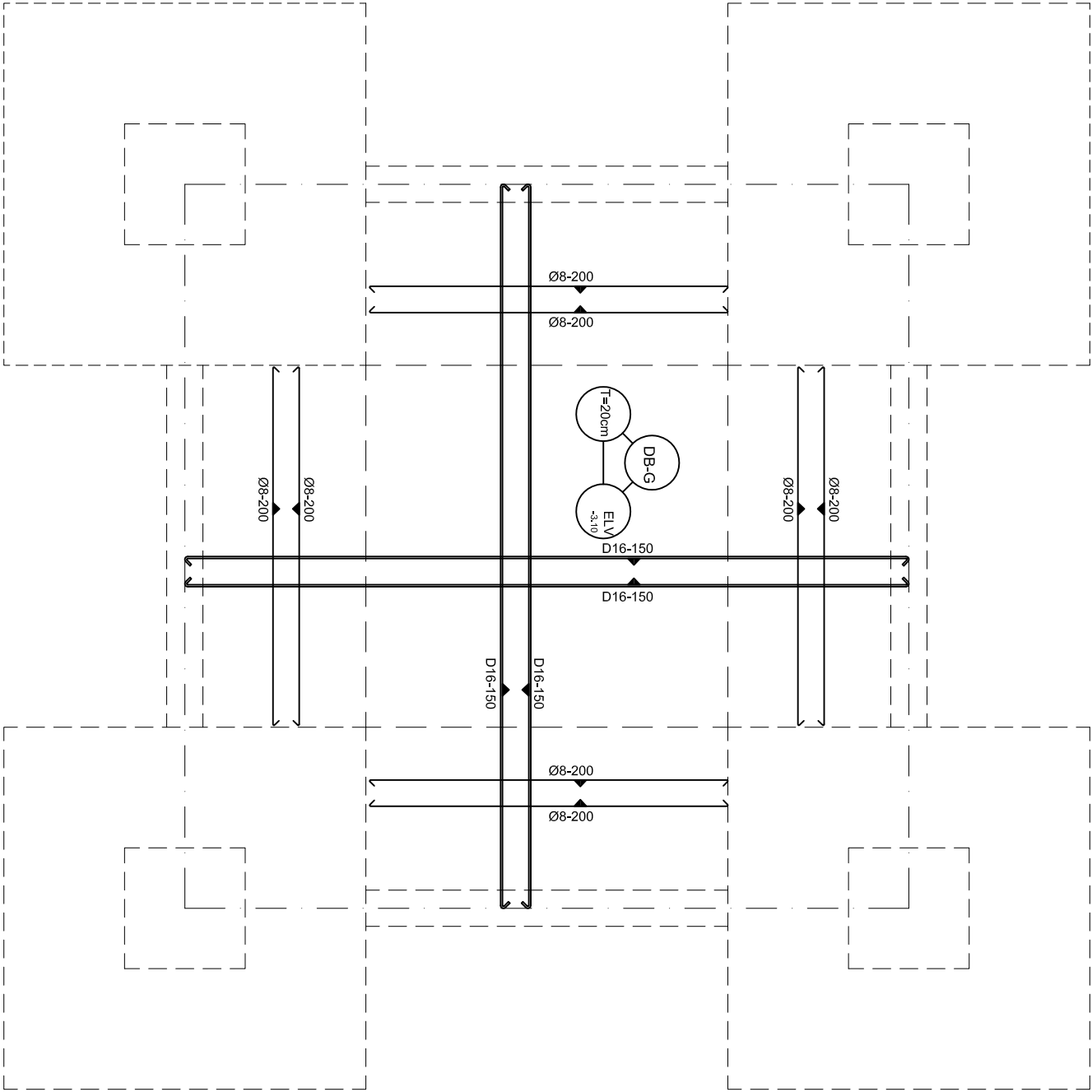
ACHMAD FIKO ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

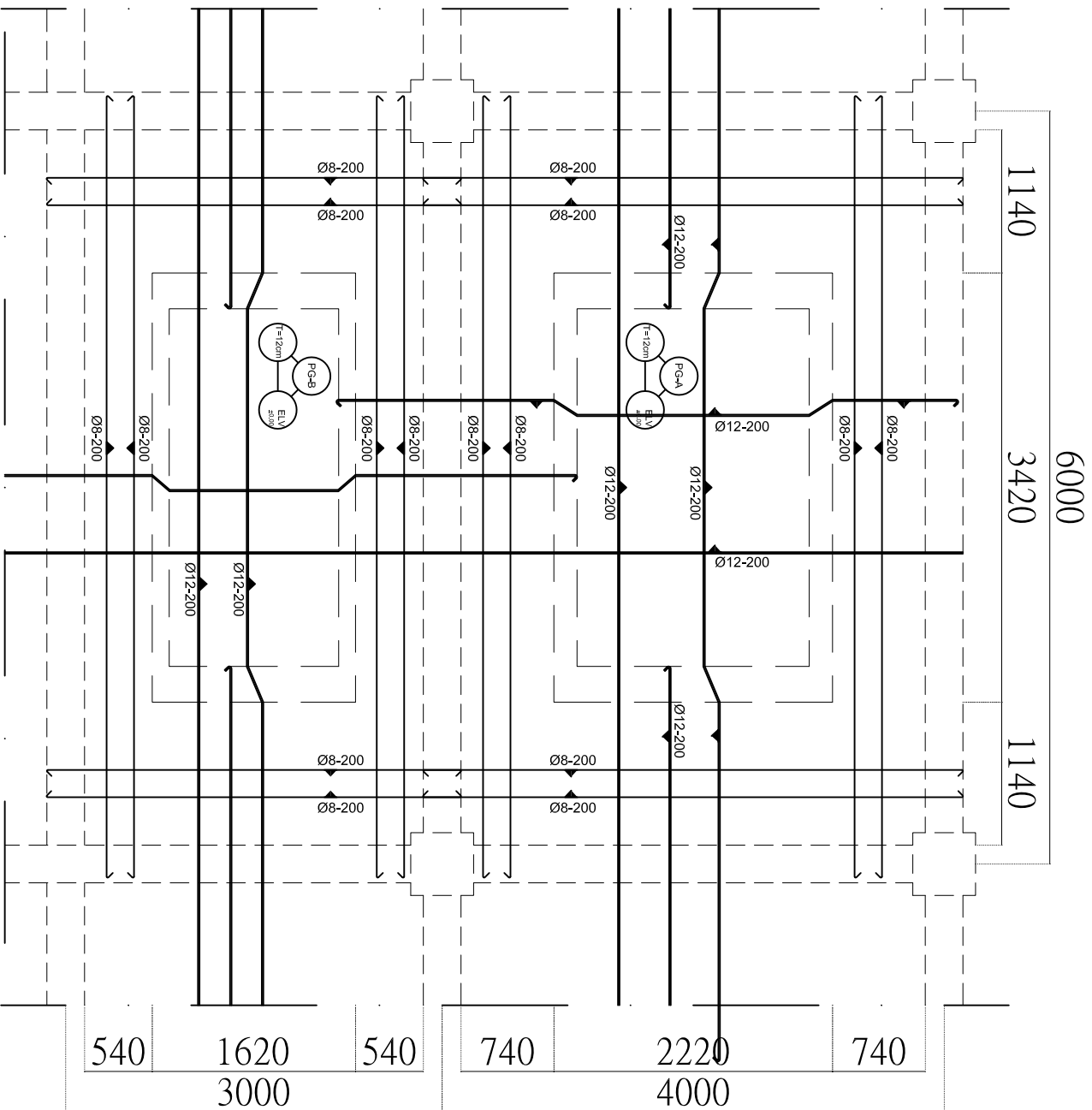
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT BASEMENT

SKALA 1:50



SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
19	41	



DENAH PENULANGAN PELAT GROUND

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DCP DITATA CIPTA PAKARERKASAJA
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegibandjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FIKO ADHI ATMA
3114106018

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
	20	41



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DGT DITATA CPTA PAKARREKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegiharto M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

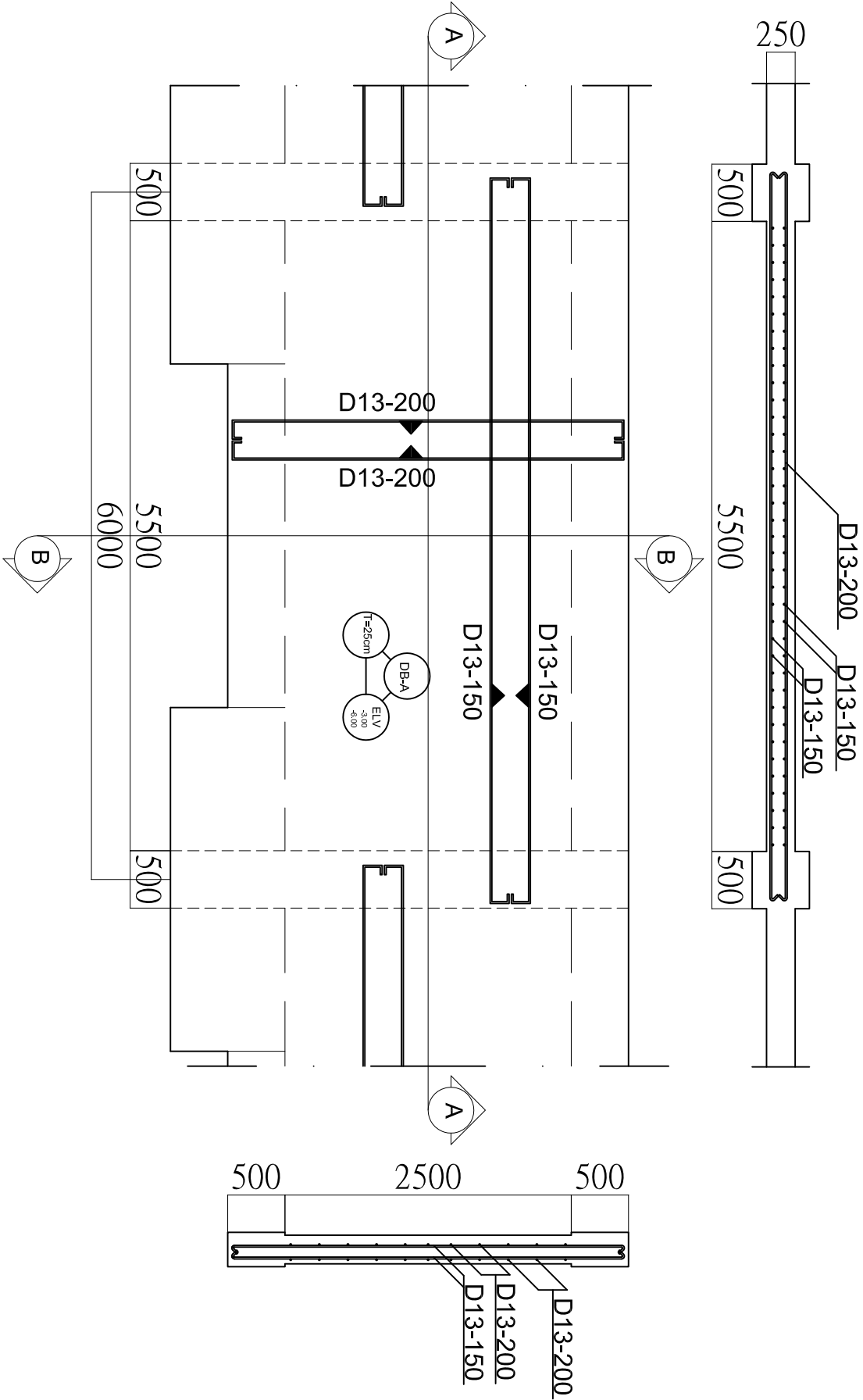
ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

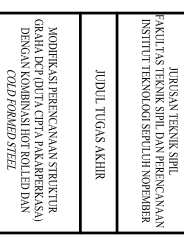
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDULAH GAMBAR
-------	--------------	----------------

22	41
----	----



DETAIL PENULANGAN DINDING BASEMENT B

SKALA 1:50



MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DCP (DUTA CIPTA PAKARPERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

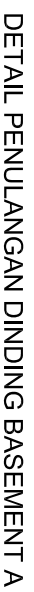
Ir. Heppy Kristijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

D13-200

ACHMAD FAIQ ADHIATMA
3114106018

NAMA GAMBAR

21	41
----	----



SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

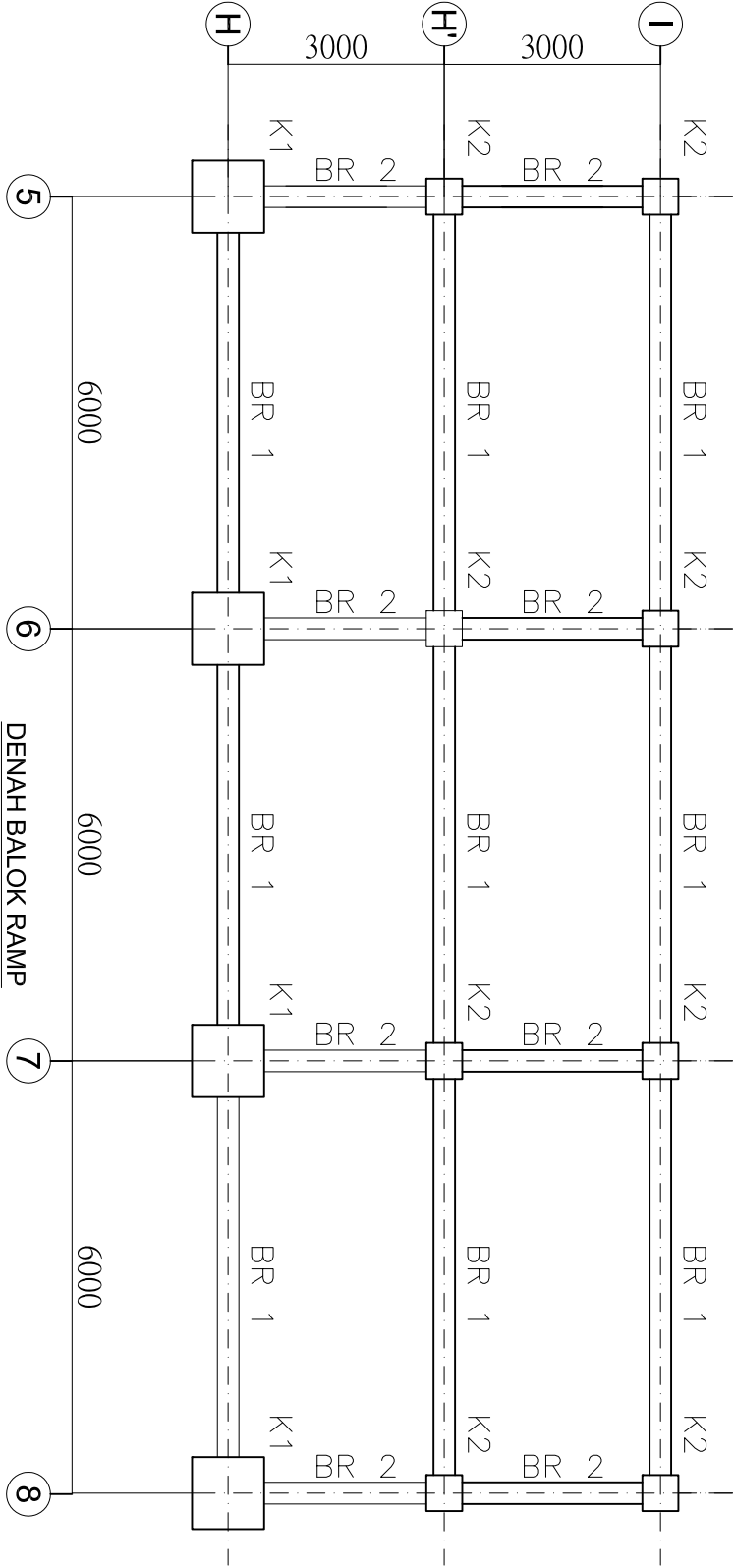
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DPT DUTA CIPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

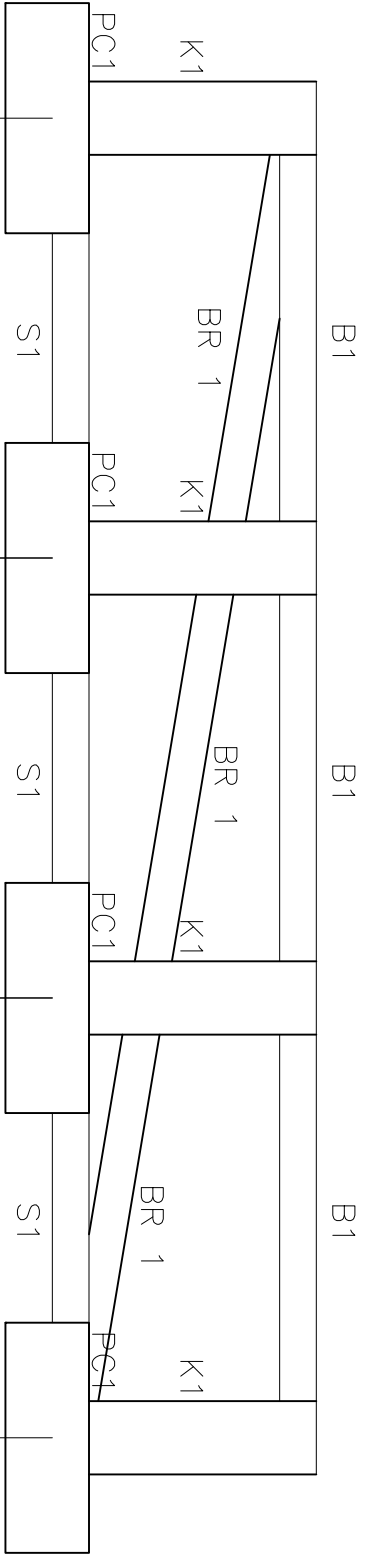
Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN



DENAH BALOK RAMP

SKALA 1:100



POTONGAN AS-H BALOK RAMP

SKALA 1:100

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA

NOMOR GAMBAR

JUDUL GAMBAR

23

41



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

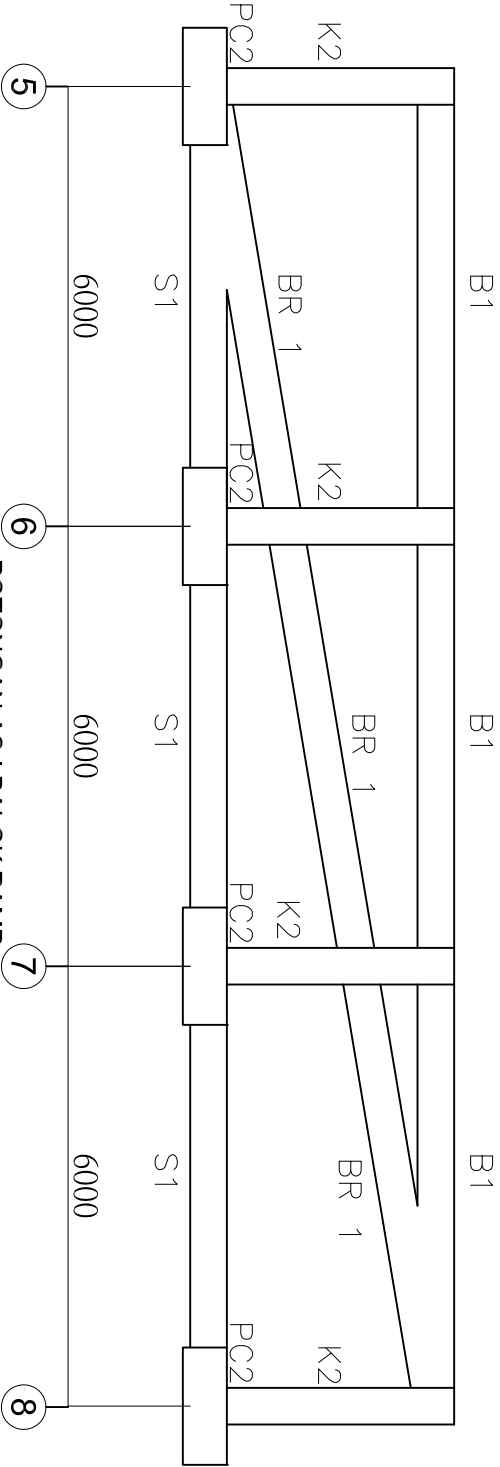
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GABAH DPT DITUA CPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

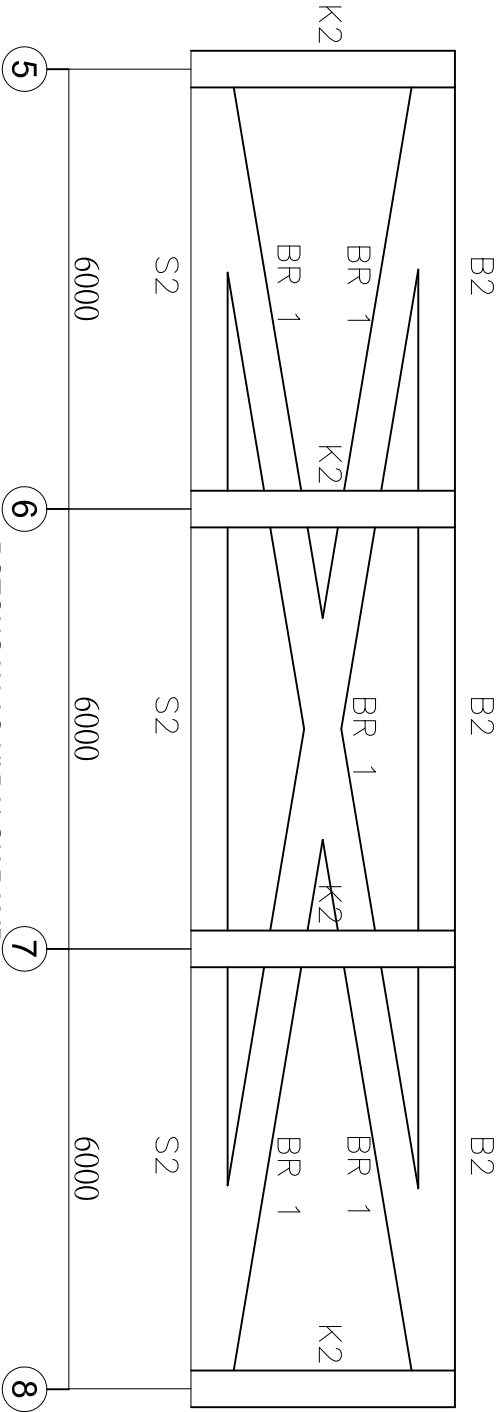
Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN



SKALA 1:100

POTONGAN AS-I BALOK RAMP



SKALA 1:100

POTONGAN AS-H' BALOK RAMP

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
24	41	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DPT/017A/CPTA/PKAP/REKAS/A)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

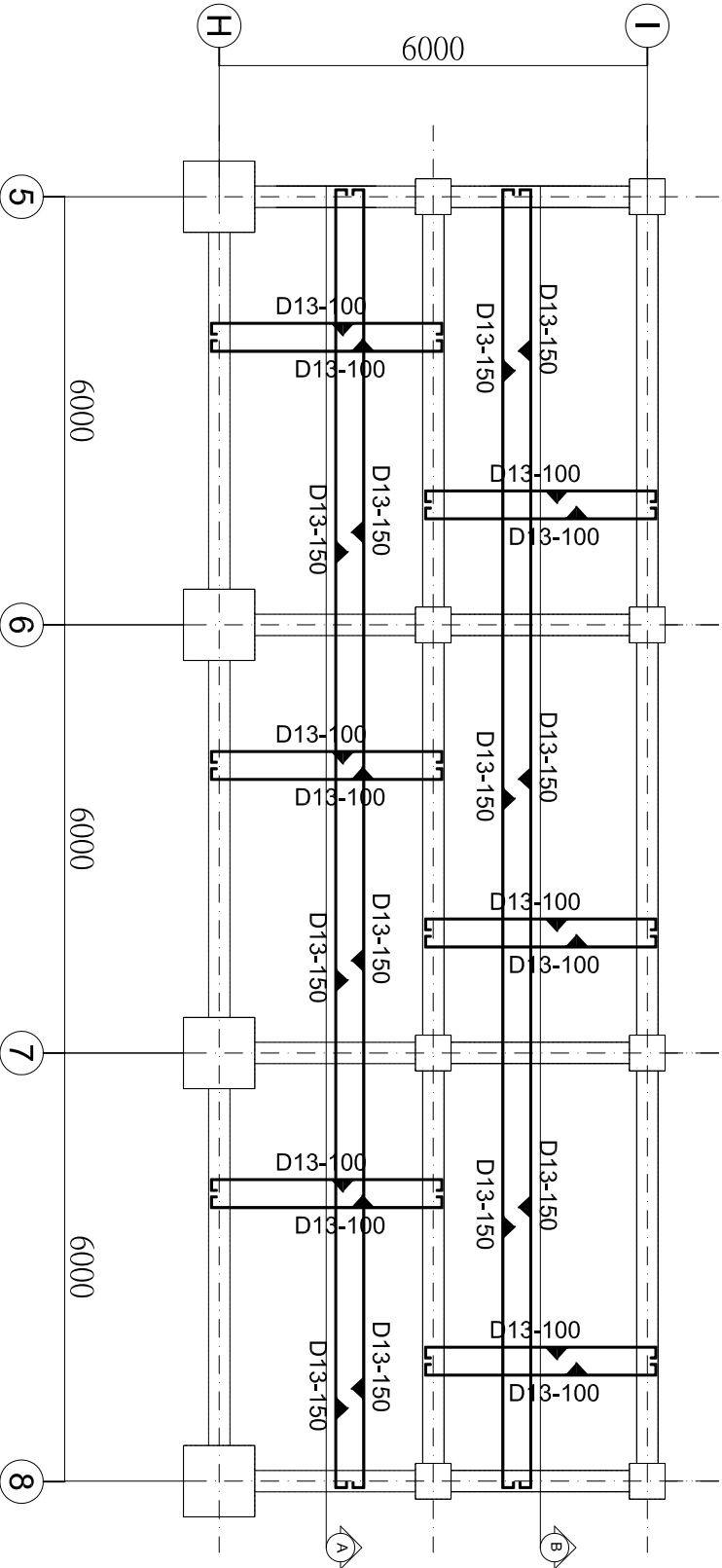
DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegibandjo M., MS

KETERANGAN

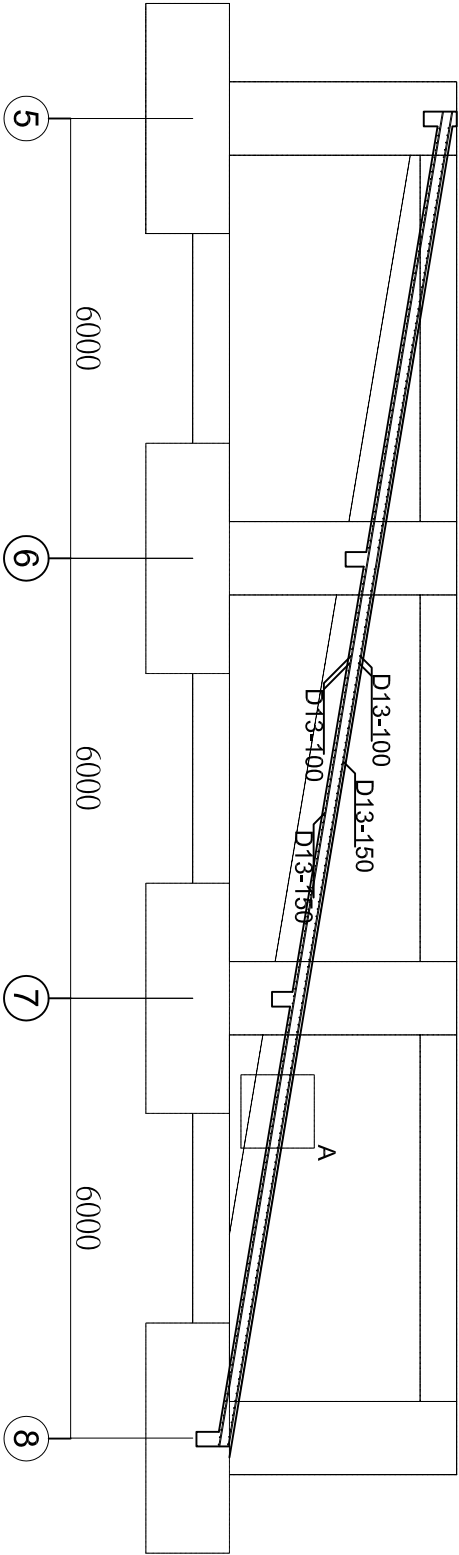
PENULANGAN PELAT RAMP

SKALA 1:100



POTONGAN A PELAT RAMP

SKALA 1:100



ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA

NOMOR
GAMBAR

JUDUL
GAMBAR



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

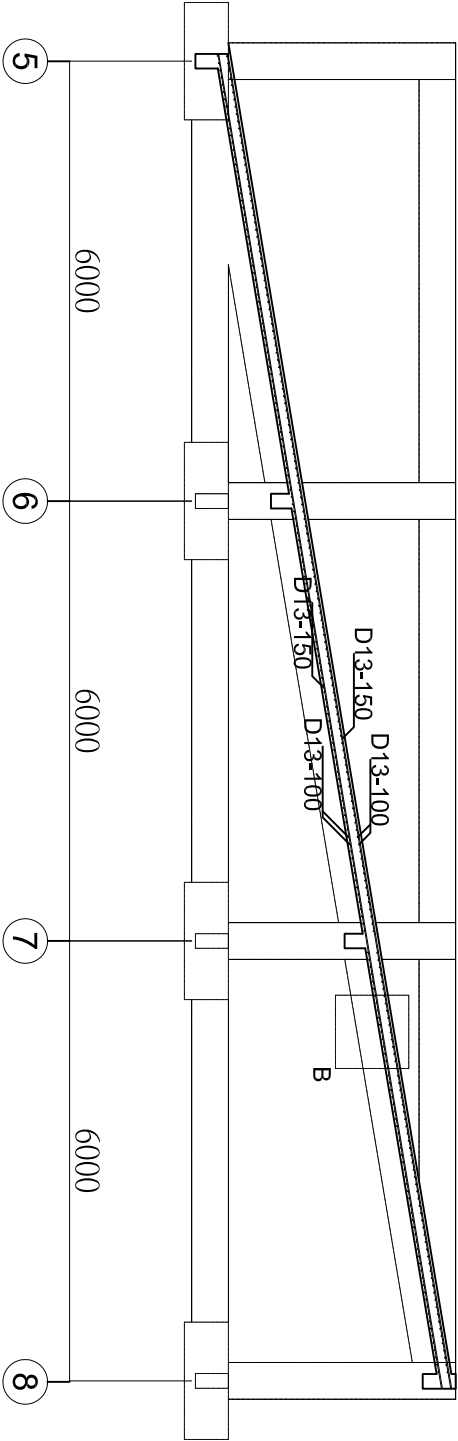
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DGP DITUA CIPTA PAKARREKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

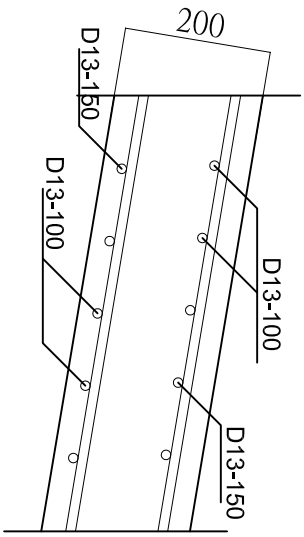
Ir. Herry Kristijanto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN



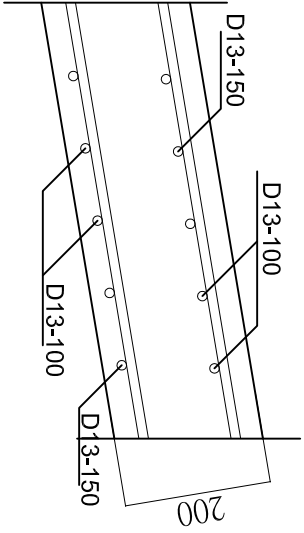
POTONGAN B PELAT RAMP

SKALA 1:100



DETAIL A PELAT RAMP

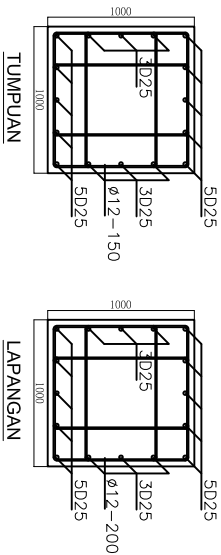
SKALA 1:100



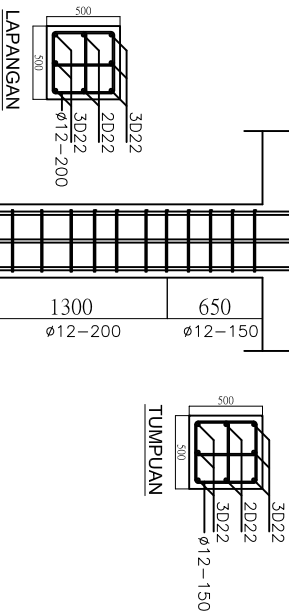
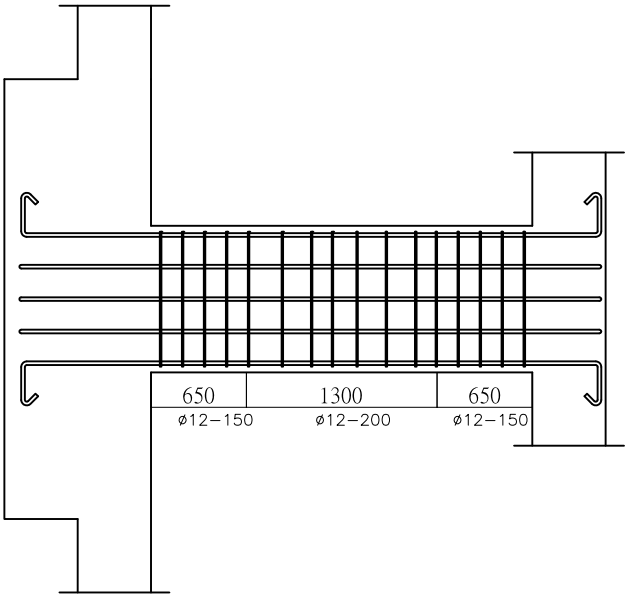
DETAIL B PELAT RAMP

SKALA 1:100

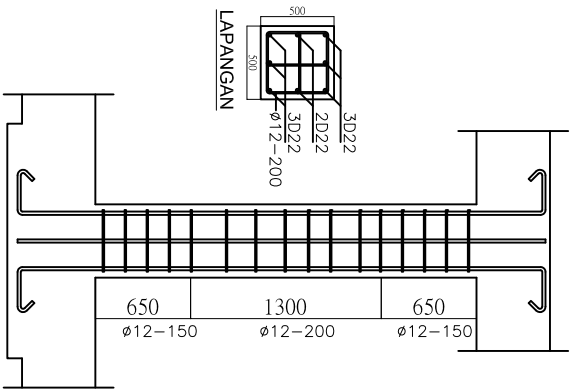
NAMA MAHASISWA		NAMA GAMBAR	
ACHMAD FANO ADHI ATMA		26	
314106018		41	
REVISI	TANGGAL	CATATAN	
NAMA GAMBAR			
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR	



PENULANGAN KOLOM 1000X100
SKALA 1:50



PENULANGAN KOLOM 500X50
SKALA 1:50





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DPT DITUA CIPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegianto M., MS

KETERANGAN

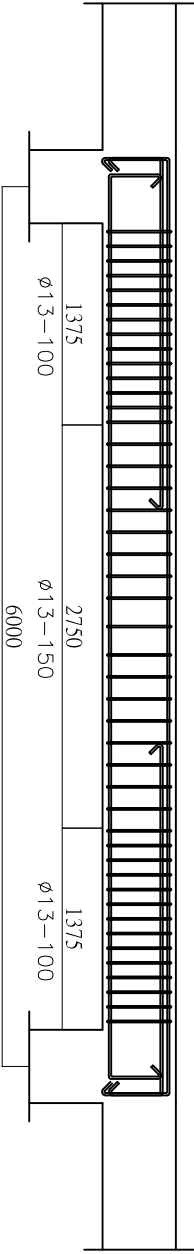
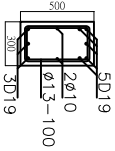
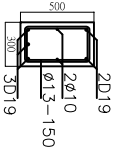
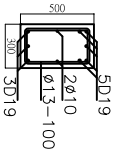
NAMA MAHASISWA

ACHMAD FENQ ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

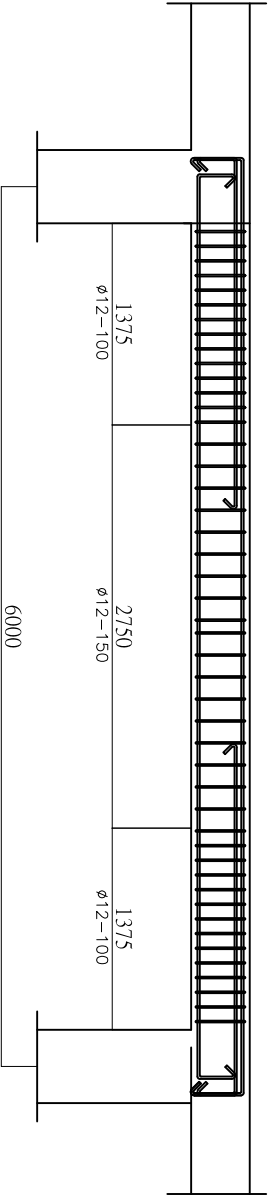
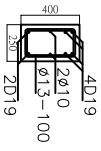
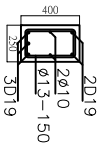
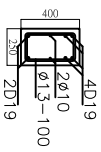
NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
	28	41



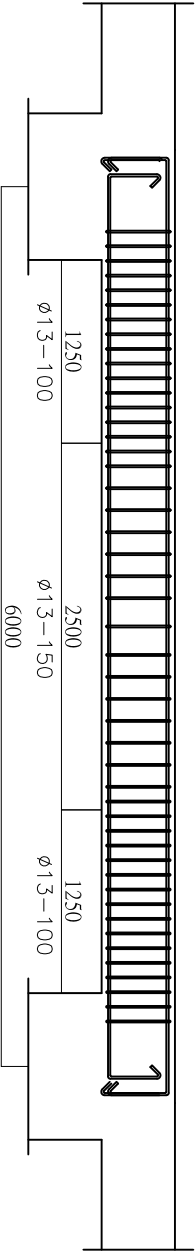
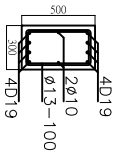
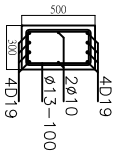
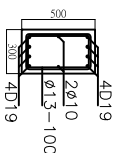
PENULANGAN BALOK 30/50

SKALA 1:50



PENULANGAN BALOK 25/40

SKALA 1:50



PENULANGAN BALOK SLOOF 30/50

SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA CIPTA PAKARREKASAY
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Saegbiandjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

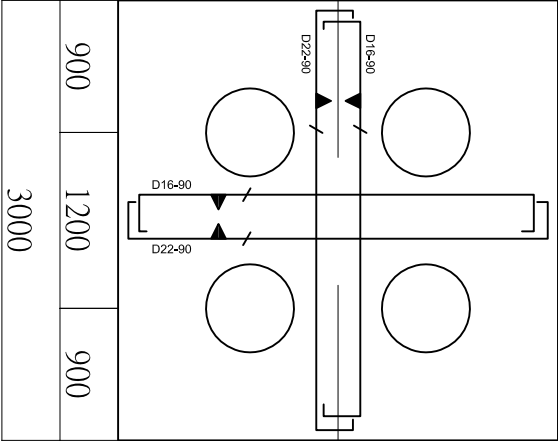
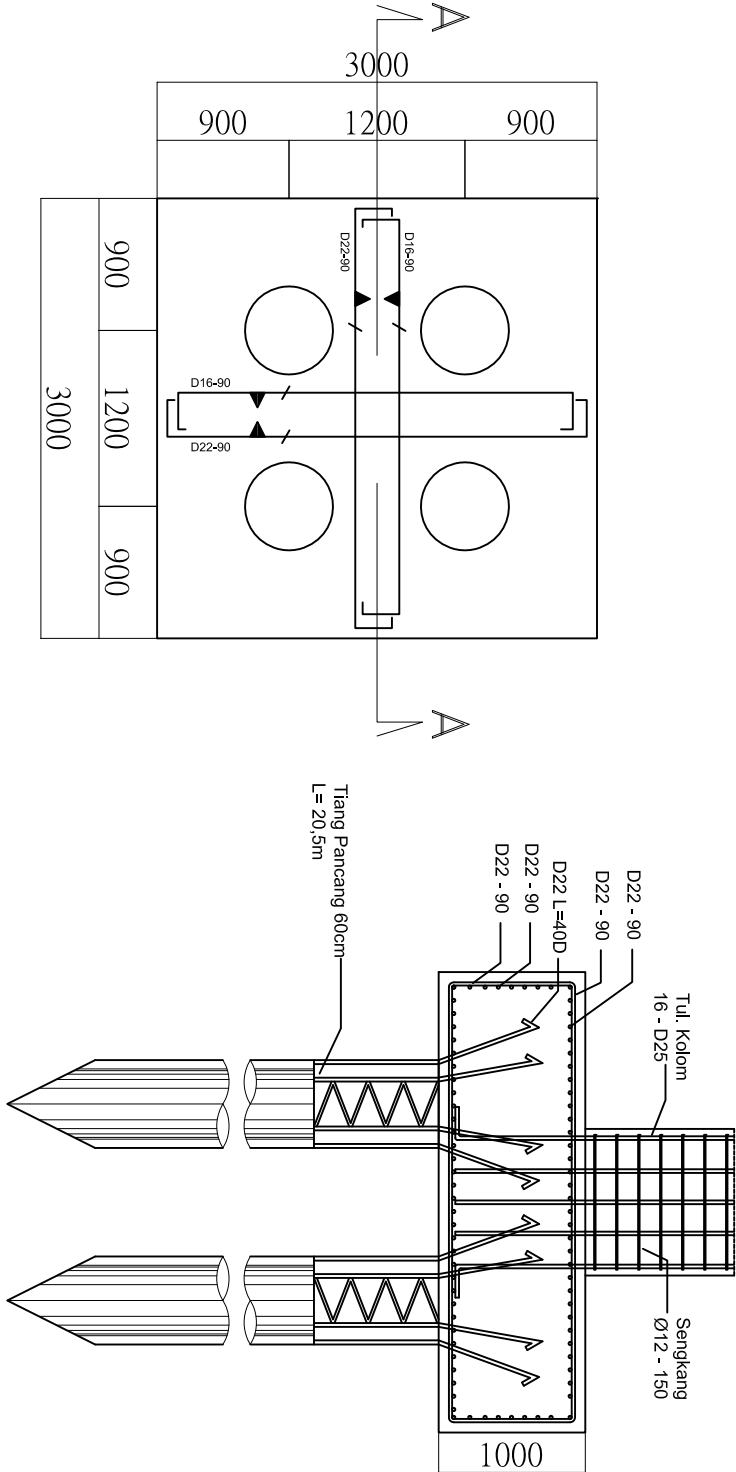
ACHMAD FENQ ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

29	41
----	----



PENULANGAN PILECAP PC1
SKALA 1:50

POT. A-A
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
Gedung DPT DUTA CPTA PAKAREKSA
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

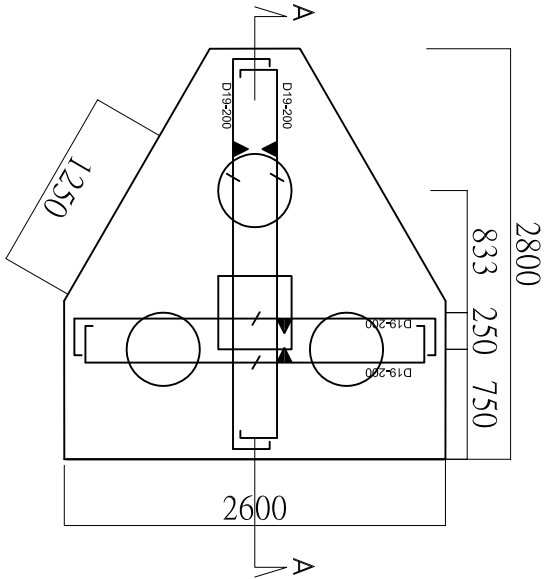
ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

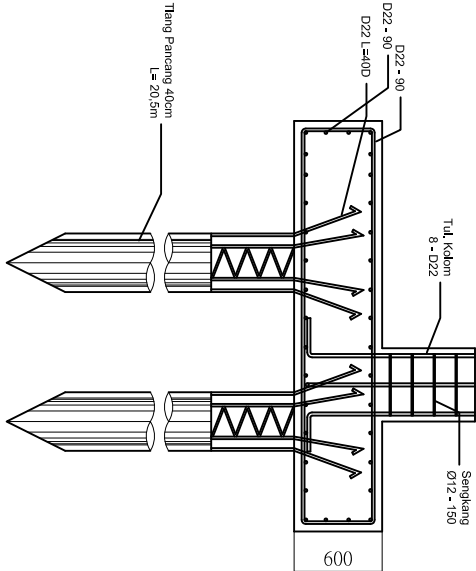
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

30	41
----	----



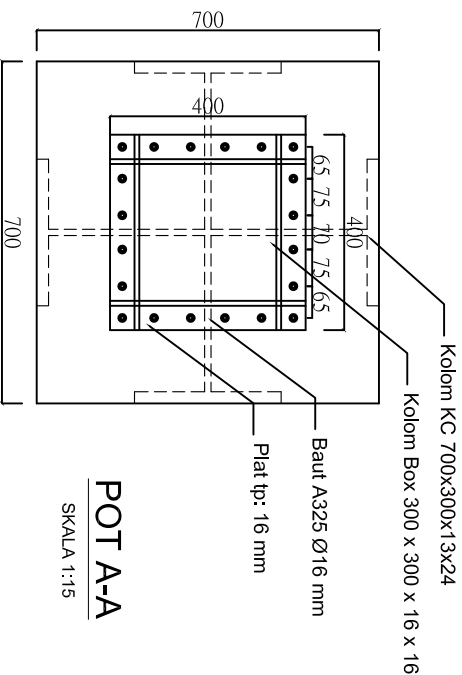
PENULANGAN PILECAP PC1

SKALA 1:50



POT. A-A

SKALA 1:50



POT A-A
SKALA 1:15

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

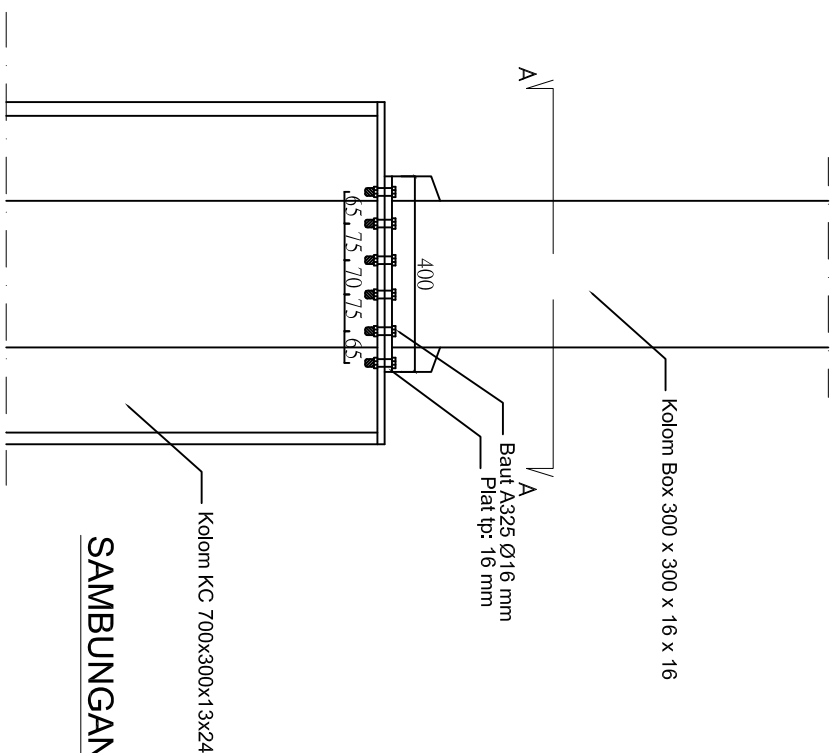
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DGP DUTA CIPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

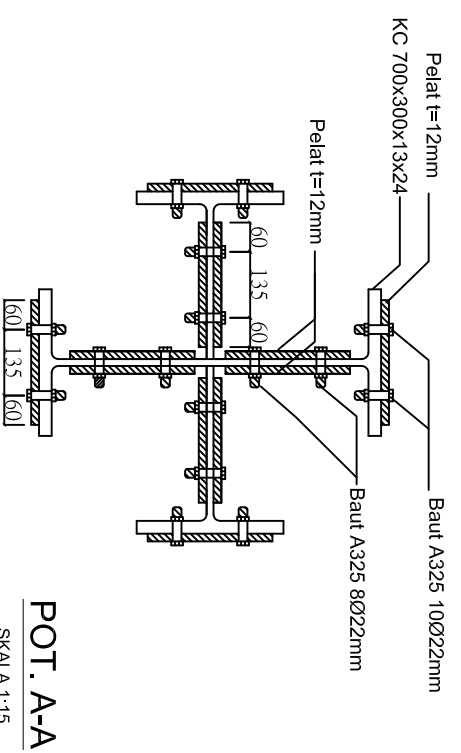
KEY PLAN
SKALA 1/15



SAMBUNGAN KOLOM BOX KE KOLOM KC

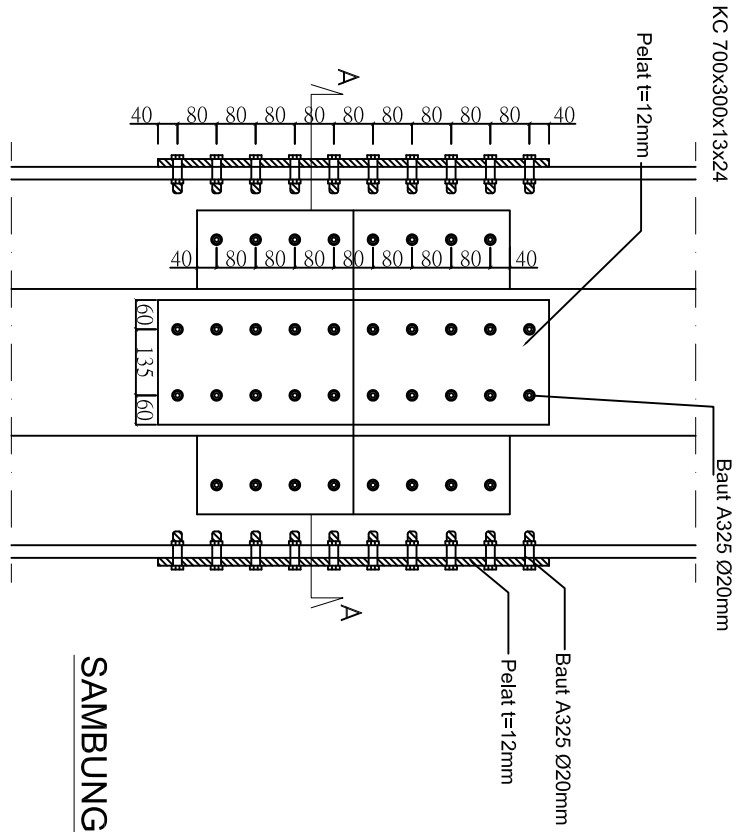
SKALA 1:15

NAMA MAHASISWA		ACHMAD FANO ADHI ATMA	
REVISI		TANGGAL	CATATAN
NAMA GAMBAR			
SKALA		NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
		31	41



POT. A-A

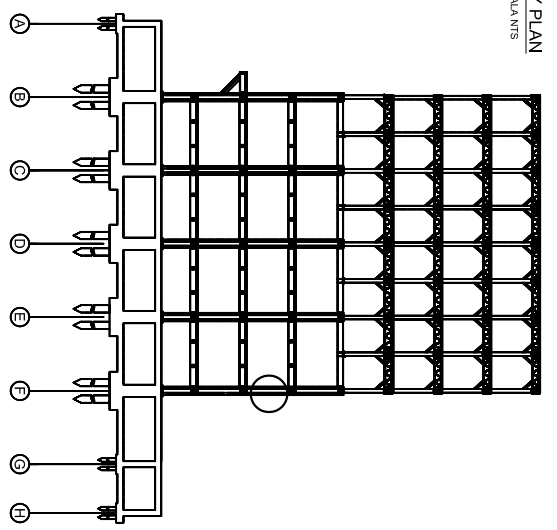
SKALA 1:15



SAMBUNGAN ANTAR KOLOM KC

SKALA 1:15

KEY PLAN
SKALA 1:15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DEP. DUTA CIPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Sugihardjo M., MS

KETERANGAN

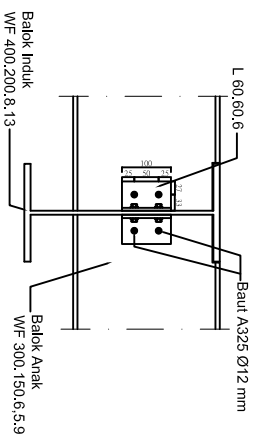
NAMA MAHASISWA

ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI
TANGGAL
CATATAN

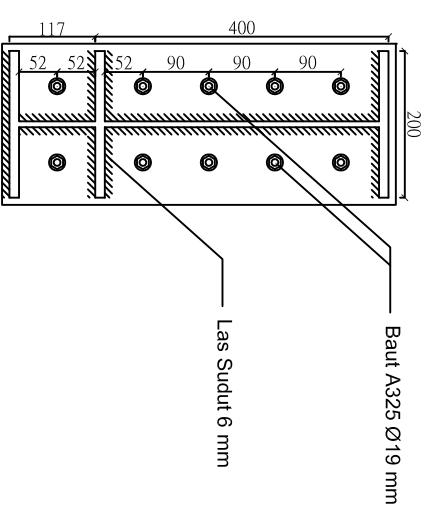
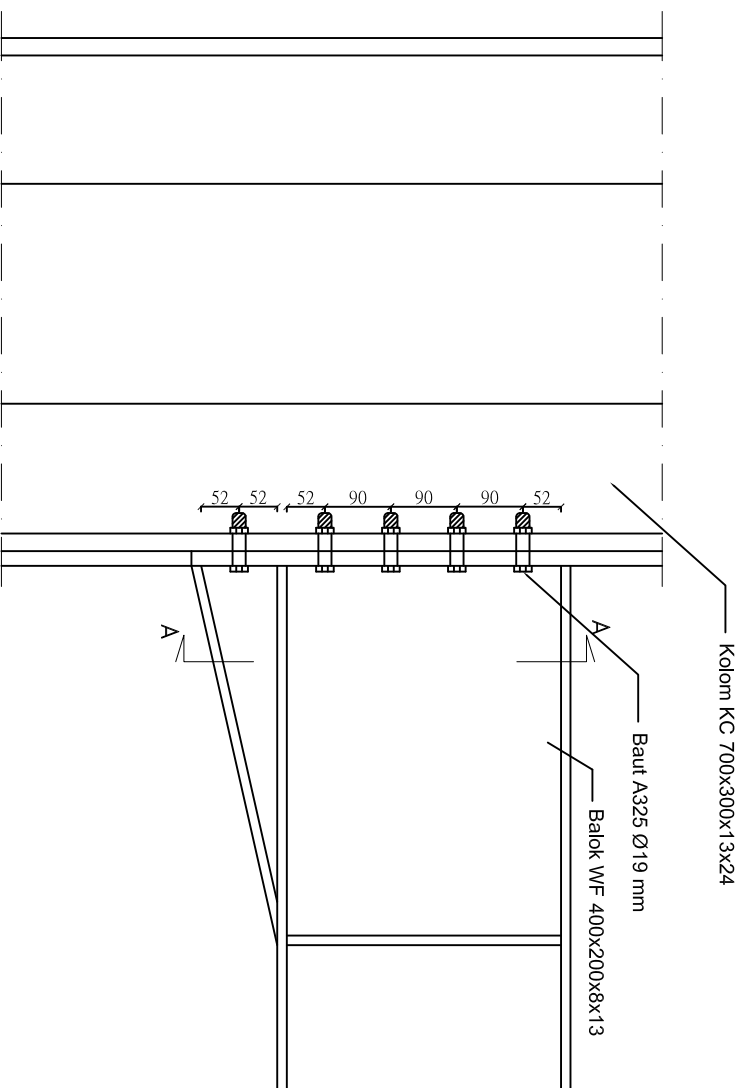
NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------



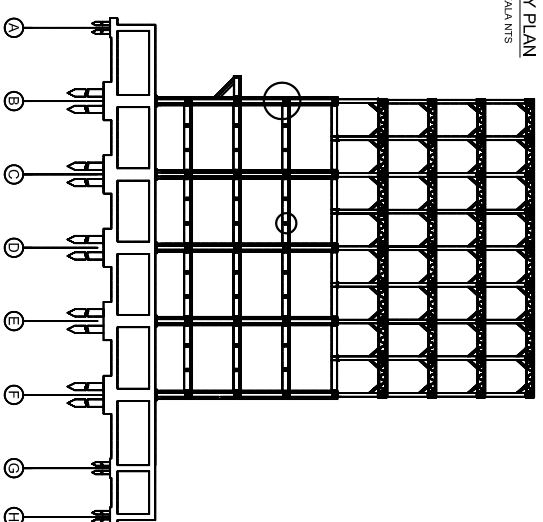
SAMBUNGAN BALOK ANAK KE BALOK INDUK

SKALA 1:10



POT.A-A

SKALA 1:10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GRAHA DOP (DITA CEPTA KAPAPERSAS)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FAIQ ADHI ATMA
3114106018

REVISI	TANGGAL	CATATAN
--------	---------	---------

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

33
41



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA CPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hilary Singharjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

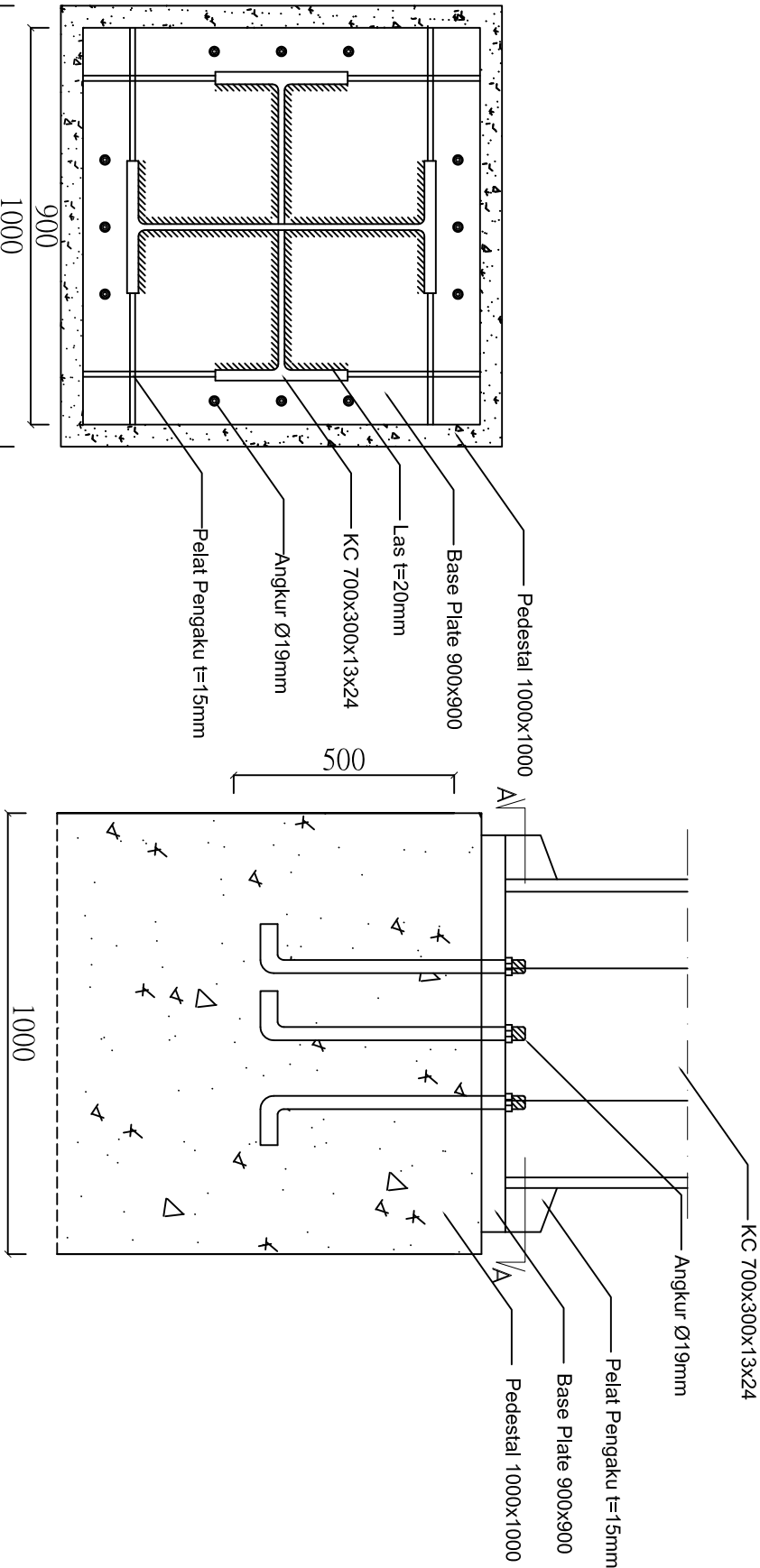
ACHMAD FIKO ADHI ATMA
314106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

34 41



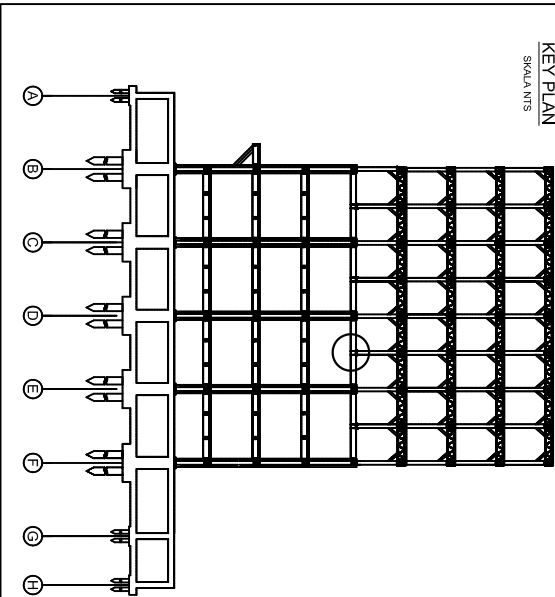
POTONGAN. A-A

SKALA 1:15

SAMBUNGAN BASE PLATE

SKALA 1:15

KEY PLAN
SKALA 1/5



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GRAHA DGT DUTA CITRA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FENQ ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

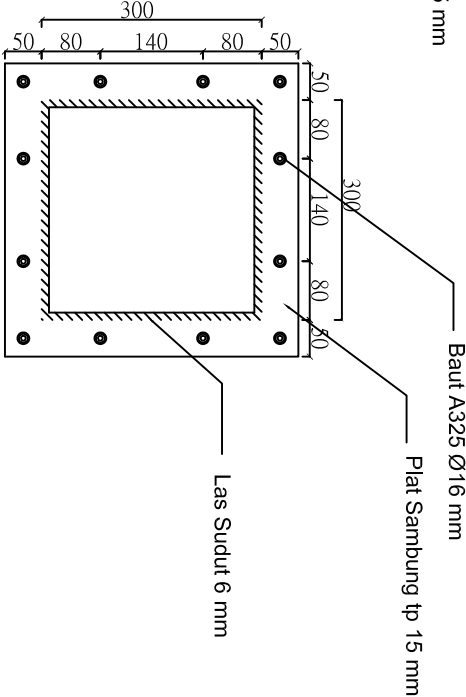
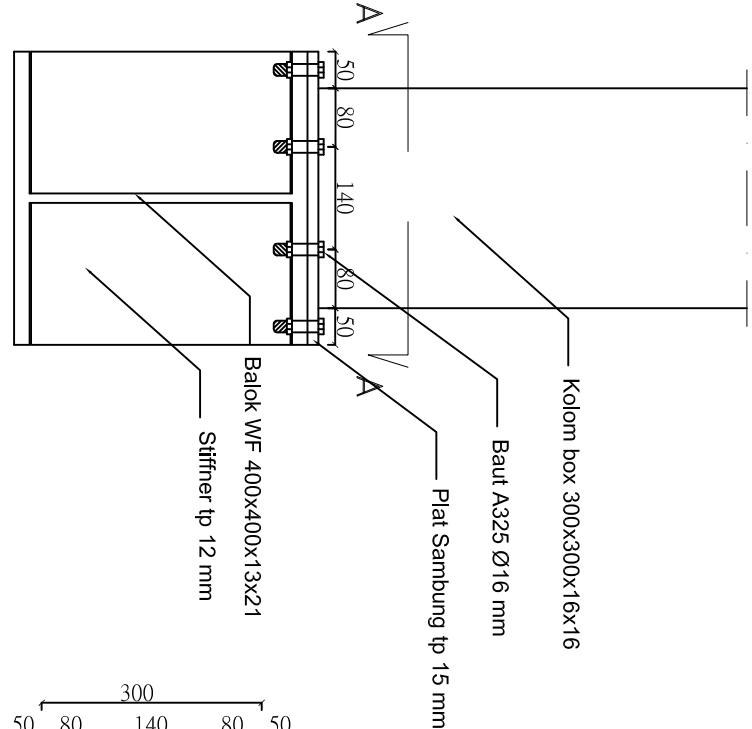
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

35

41

SAMBUNGAN KOLOM BOX KE BALOK WF

SKALA 1:10



POT. A-A

SKALA 1:10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
(GABAH DCP, DUTA CIPTA PAKARERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Saegbiandjo M., MS

KETERANGAN

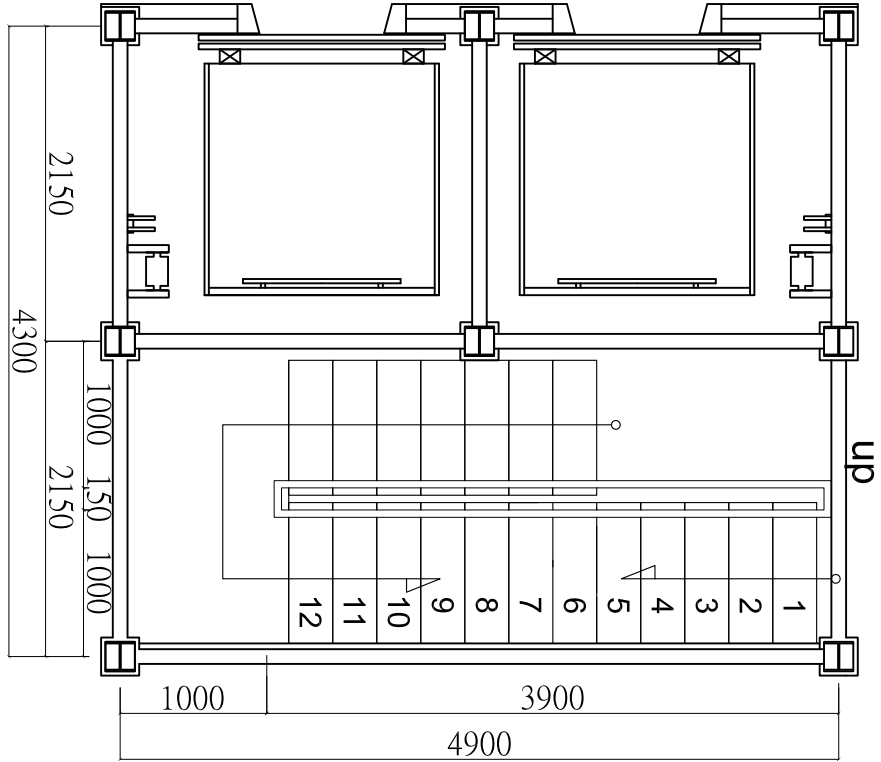
NAMA MAHASISWA

ACHMAD FENI ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

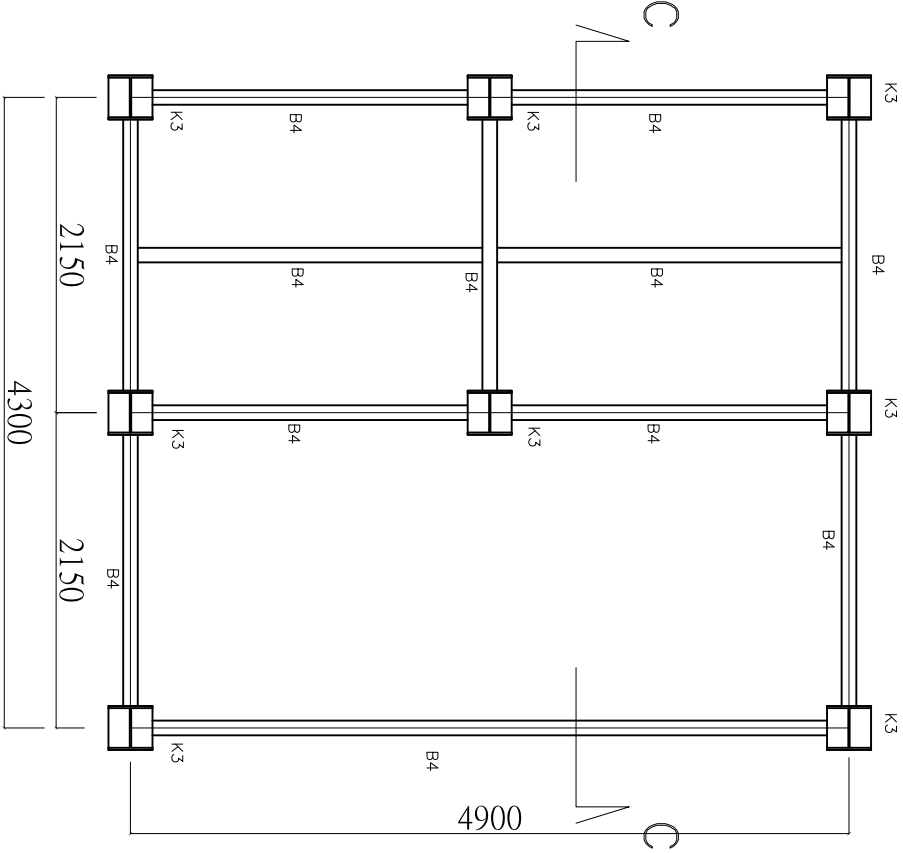
NAMA GAMBAR

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
	38	41



DENAH TANGGA DAN LIFT

SKALA 1:50



DENAH BALOK DAN KOLOM TANGGA DAN LIFT

SKALA 1:50

B4 : WF 300X150X6,5X9

K3 : KOLOM 300X300X10X15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH ICE DITATA CIPTA PAKARPERKASA)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED
DAN COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristijanto, MS
Dit. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

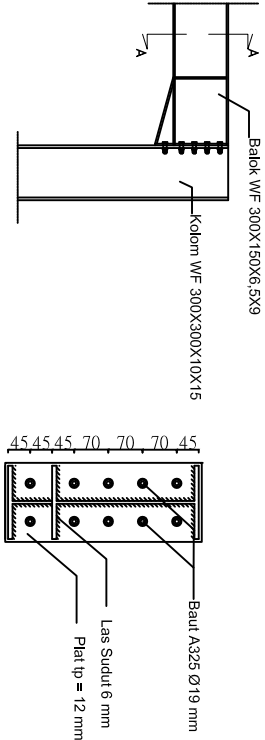
ACHMAD FANO ADHI ATMA
314108018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

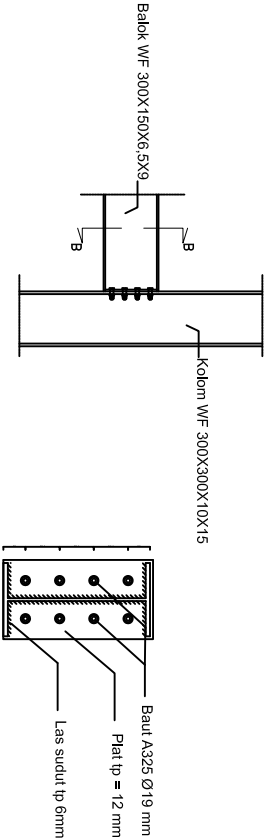
SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

39 41



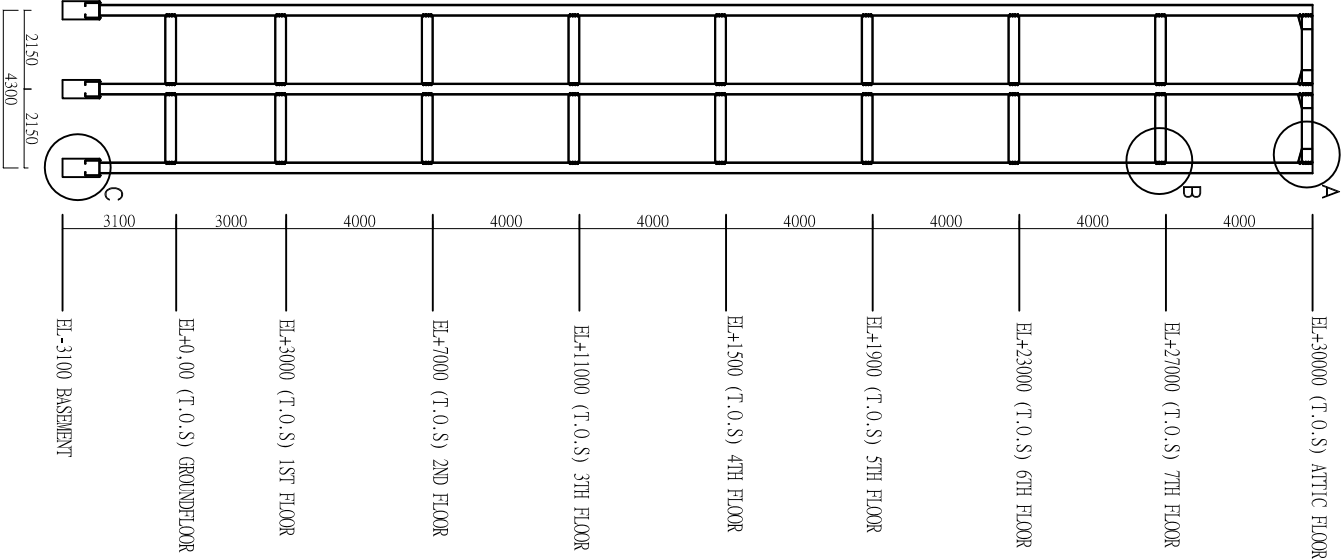
DETAIL A
SKALA 1:40

POTONGAN A-A
SKALA 1:15



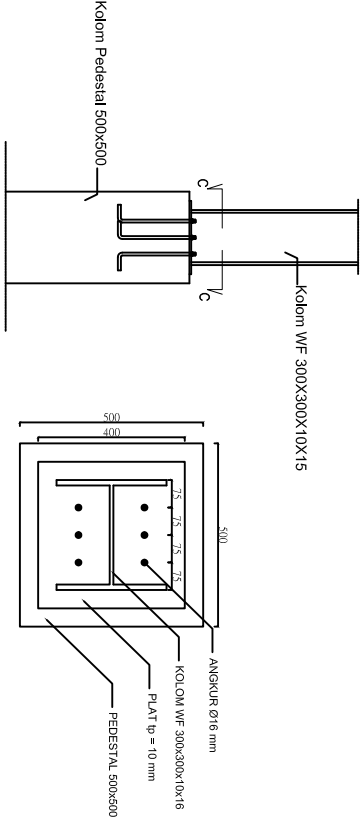
DETAIL B
SKALA 1:40

POTONGAN B-B
SKALA 1:15



POTONGAN C-C BALOK KOLOM TANGGA

SKALA 1:200



DETAIL C
SKALA 1:40

POTONGAN C-C
SKALA 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DCP DITUA CIPTA PAKARERKASAY
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

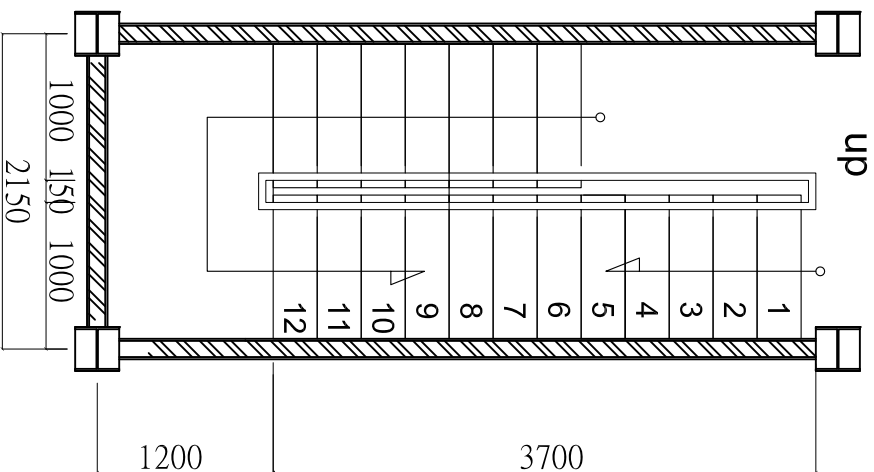
ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

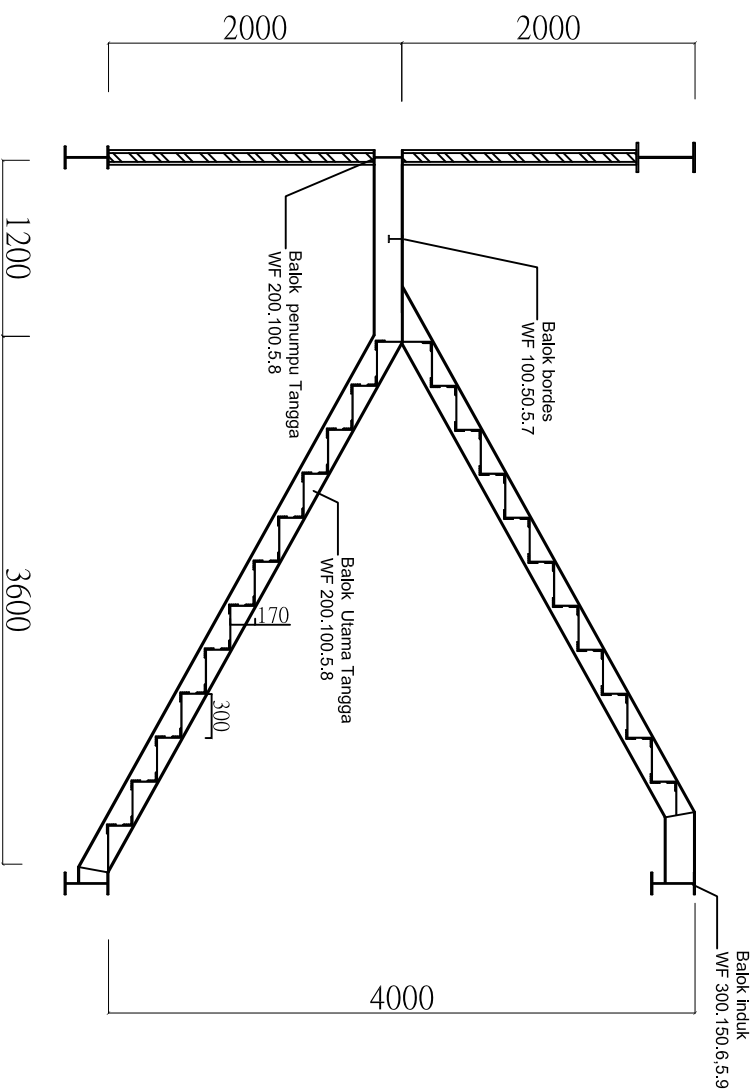
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUDUL GAMBAR
-------	--------------	--------------

40	41
----	----



DENAH TANGGA

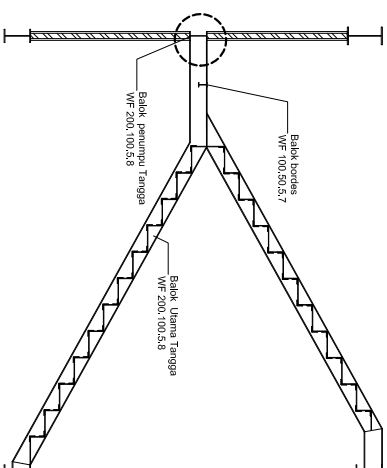
SKALA 1:50



POTONGAN TANGGA

SKALA 1:50

KEY PLAN
SKALA 1:5



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GABAH DPT DITUA (PTPA PAKARERKASU)
DENGAN KOMBINASI HOT ROLLED DAN
COLD FORMED STEEL

DOSSEN PEMBIMBING

Ir. Herry Kristianto, MS
Dr. Hidayat Soegihardjo M., MS

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ACHMAD FANO ADHI ATMA
3114106018

REVISI

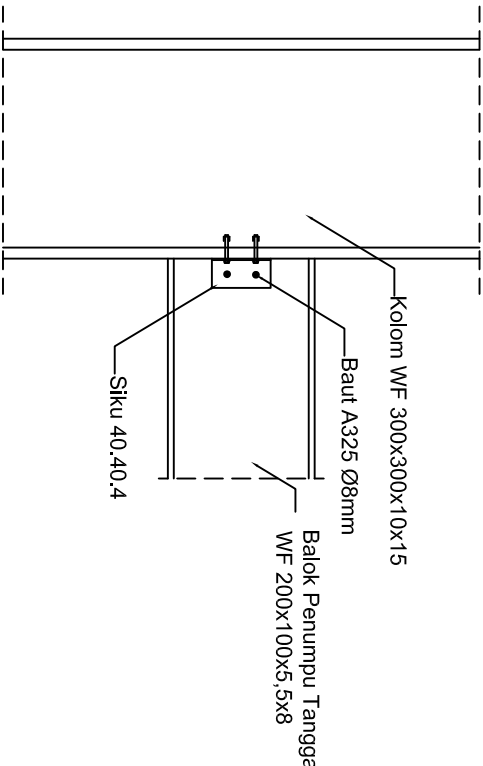
TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK PENUMPU TANGGA KE KOLOM

SKALA 1:10



SAMBUNGAN BALOK UTAMA
TANGGA KE BALOK PENUMPUP TANGGA

SKALA 1:10

